R
T 7419/C
T 7419/C

BULETINUL ŞTIINŢIFIC ŞI TEHNIC AL INSTITUTULUI POLITEHNIC „TRAIAN VUIA” TIMIŞOARA

29. 1984.

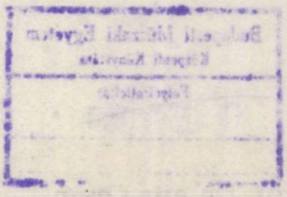
CONSTRUCŢII

Tomul 29 (43) Fascicola 1-2

IANUARIE — DECEMBRIE
1984

BULETINUL ȘTIINȚIFIC ȘI TEHNIC AL INSTITUTULUI POLITEHNIC „TRAIAN VUIA” TIMIȘOARA

Seria Construcții



Tomul 29 (43) **Fascicola 1-2**

IANUARIE — DECEMBRIE

1984

1989

COLEGIUL DE REDACŢIE

Prof. dr. ing. COLETA DE SABATA, Prof. dr. ing. IOAN DRĂGOI, Prof. em. dr. doc. ing. GHEORGHE SILAŞ - redactor şef, Acad. prof. dr. doc. ing. IOAN ANTOŃ, Prof. em. ing. CONSTANTIN AVRAM m. c. al Acad. R. S. R., Prof. dr. ing. DUMITRU BECHERESCU, Prof. dr. ing. VASILE COCHECI, Prof. dr. BORISLAV CRSTICI, Prof. dr. ing. TOMA DORDEA, Prof. dr. ing. FRANCISC KOVÁCS, Acad. prof. dr. ing. DAN MATEESCU, Prof. dr. ing. TIBERIU MUREŞAN, Conf. dr. ing. TRAIAN NICOARĂ, Conf. dr. ing. IOAN NIŢĂ, Prof. em. dr. ing. GHEORGHE SAVII, Prof. dr. doc. ing. CONSTANTIN ŞORA, Prof. dr. ing. LIVIU BRÎNDEU - secretar de colegiu

Budapesti Műszaki Egyetem
Központi Könyvtára
Folyóiratiktár

COMITETUL DE REDACŢIE

Construcţii

Conf. dr. ing. TRAIAN NICOARĂ - redactor responsabil, Prof.dr.doc. ing. IOAN FILIMON - redactor resp. adjunct, Conf. dr, ing. VIRGIL HAIDA, Prof. dr. ing. AFION MIHĂESCU, Prof. dr. ing. MARIN PĂUNESCU, Prof. dr. ing. MIHAI BĂLĂ, Prof, dr. ing. IOAN MUNTEANU, Prof. dr. ing. LAURENŢIU NICOARĂ, Conf. dr. ing. NICOLAE OANCEA, Lect. dr. IOAN GEHL, Conf. dr. ing. VICTOR GIONCU - secretar de redacţie.

BUDAPESTI MŰSZAKI EGYETEM KÖNYVTÁRA 1848

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCTII 1984

S U M A R

MECANICA CONSTRUCTIILOR

Ivan M., Dubină D.,:Modelul matematic în mecanica structurilor 1

Caraba I.,: Calculul de conlucrare spaţială a structurilor de oţel 7

Bânzaru T.,Crivăţ N.,:Asupra unor şiruri generalizate de funcţii quasi-continue 13

CONSTRUCTII CIVILE SI INDUSTRIALE

Mihăescu A., Ianca S., Ciuhandru Gh., Tudor D.,:Studiu experimental al caracteristicilor de ductilitate ale diafragmelor de beton armat, solicitate la încărcări laterale alternante 17

Mihăescu A., Tudor D.,Ciuhandru Gh, Ianca S.,: Aspecte ale comportării unei diafragme solicitate la sarcini orizontale alternante 25

Filimon I., Deutsch I, Jiva C., Irhaşiu A.,: Studiu experimental privind analiza domeniului postelastic şi a ductilităţii de element la stîlpii de beton armat solicitaţi la compresiune excentrică oblică de secţiune pătrată supuşi la încărcări alternante 33

Filimon I., Deutsch I., Friedrich R., Clipii T.,Tudor A., Florea A., Iovan S., Marcu C.,Cercetări teoretice şi experimentale privind comportarea în exploatare a elementelor încovoiate din beton parţial precomprimat 39

Munteanu I.,Caraba I., Botici Al.,Iosip M.,: Studii şi soluţii constructive de alcătuire a structurilor de rezistenţă la centralele eoliene cu ax orizontal 47

Schein T. : Despre modificările structurale ale terenului din jurul pilonilor executaţi pe loc prin vibropresare 53

Nicoară L., Cososchi B. : Observaţii privind utilizarea zgurei siderurgice în tehnica rutieră 59

Oancea N., Sîrbu M.,: Procese termice în acumulatoare de stocaj a energiei solare 67

Sîrbu I., Retezan A : Determinarea traseului optim al unei magistrale de aducţiune cu ajutorul teoriei grafurilor 73

CONSTRUCTII HIDROTEHNICE,IMBUNATATIRI FUNCIARE

Bâlă M., Boeriu P.,: Unele consideraţii privind studiul hidraulic pe model al unor captări tipizate în vederea optimizării funcţionării lor 77

Nicoară T., Boeriu P., Bâlă P.,: Probleme energetice ridicate de curgerea apei în galeriile hidrotehnice 83

David I., Boeriu P.: Optimizarea condiţiilor limită de curgere a canalului colector a unei captări cu grătar şi prag de captare prin îmbinarea modelului fizic cu cel analogic 89

David I.,: Un model de calcul pentru determinarea efectului imperfecţiunii hidrodinamice la tuburile filtrante înnisipate 95

* * *

Stănescu D., Bondariuc V., Băncilă R.,: Anghel Saligny-Activitatea şi opera lui. 130 de ani de la naşterea sa 101

Bulletin Scientifique et Technique
de
L'Institut Politechnique "Traian Vuia" Timişoara
Tome 29(43) CONSTRUCTIONS 1984

S O M M A I R E

MECHANIQUE DE CONSTRUCTIONS

Ivan M., Dubină D. : The mathematical model in structural mechanics 1

Caraba I. : Le calcul de l'intéraction spatiale des structures en acier 7

Bânzaru T., Crivăţ N.: On some nets of quasi-continuous functions 13

CONSTRUCTIONS CIVILES ET INDUSTRIELLES

Mihăescu A., Ianca S., Ciuhandu Ghe., Tudor D. : Etude expérimentale concernant les caractéristiques de ductilité des diaphragmes en béton armé, sollicitées à des charges latérales alternées 17

Mihăescu A., Tudor D., Ciuhandu Gh, Ianca S.,: Aspects du comportement d'une diaphragme expérimentale sollicitée aux charges alternantes 25

Filimon I., Deutsch I., Jiva C., Irhaşiu A. : Etude expérimentale sur l'analyse du domaine post-élastique et de celui de la ductilité d'element au cas des poteaux en beton armé à section carree et sollicites à la compression excentrique oblique et soumis aux charges alternantes 33

Filimon I., Deutsch I., Friedrich R., Clipii T., Tudor Agneta, Florea Aurora, Iovan Simina, Marcu Constanţa : Theoretische und experimentelle untersuchungen von balken aus teilweise vorgespanntem beton im gebrauchszustand 39

Munteanu I., Caraba I., Botici Al., Iosip M.,: Constructive solutions of horizontal-axis wind power structures 47

Schein T. : Gefugenhafte veranderungen des grundes in der umgebung der durch ruttelpressen hergestellter ortspfahle 53

Nicoară L., Cososchi B., Observations concernant l'utilisation du laitier siderurgique en technique routiere 59

Oancea N., Sîrbu M., : Thermische Prozesse in sonnenenergiespeichern 67

Sârbu I., Retezan A. : Détermination du tracé optimal d'une magistrale d'adduction à l'aide de la théorie des graphes 73

CONSTRUCTII HIDROTEHNICE,IMBUNATATIRI FUNCIARE

Bălă M., Boeriu P.: On the hydraulic study of models of standard intakes of water with a view to the optimization of their performances 77

Nicoară T., Boeriu P., Bălă P.: Energy losses in the conveyance systems of hydro-electric schemes 83

David I., Boeriu P. : Optimierung der abflussgrenzbedingungen des sammelkanals eines tiroler wehrs mit rechen und fassungsschwelle durch das zusammenfungen des physischen und des analogen modells 89

David I. Berechungsmuster zur bestimmung hydrodynamischen unvollkommenheitswirkung bei versandeten tiltrierrohren 95

* * *

Stănescu D., Bondariuc V., Băncilă R.,- Anghel Saligny- Oeuvre et activité. 13o années de sa naissance. 1o1

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCTII 1984

THE MATHEMATICAL MODEL IN STRUCTURAL MECHANICS

Ivan M., Dubină D.

1. Introduction

Being part of solid state mechanics, structural mechanics contains the physical and mathematical models for the study of equilibrium, the analysis of stresses and strains in structures. Starting from the mathematical aspect of the problem it is important to study the formal analogies of the models of analysis and the manner in which these are generated. The mathematical theory of structures /1/ consists of three parts :

a) the mathematical model ;
b) laws concerning the generation of numerical models of analysis ;
c) theorems establishing the existence and uniqueness of these laws, and the convergence and stability of the solutions obtained by applying a certain model, respectively.

2. The mathematical model in structural mechanics

The mathematical model in structural mechanics contains three groups of equations, known as equations of equilibrium and motion, constitutive equations, and equations of compatibility.

2.1. Equations of equilibrium and motion. The equations of motion governing a structure with linear elastic behaviour subjected to dynamic action are : $\sigma_{ij,j} + X_i = \rho \ddot{u}_i \; ; \; (i=x,y,z)$ (1) in which σ_{ij} represents the components of the tensor of stress, X_i represents the components of vector X of the mass forces, and $g\ddot{u}_i$ are D'Alembert's forces of inertia corresponding to unit volume. The specific mass is ρ, while $\ddot{u}_i$ is the second derived of displacement u_i with reference to the time. If the structure is in

equilibrium, the forces of inertia are cancelled :

$$\sigma_{ij,j} + X_i = 0 \qquad (2)$$

2.2. Constitutive equations. The connections between stress and strains are expressed by means of constitutive equations (Hooke's law) : $\sigma_{ij} = 2\mu\varepsilon_{ij} + \lambda\varepsilon_{\ell\ell}\delta_{ij}$; $(i,j = x,y,z)$ (3)

or $\varepsilon_{ij} = 2\mu\sigma_{ij} + \lambda'\sigma_{\ell\ell}\delta_{ij}$; $(i,j,\ell = x,y,z)$ (4)

in which λ and μ stand for Lamé's constants, while δ_{ij} is the Kronecker delta.

In the elastic range, the following relationships exist between the strains and the components of the vector of displacement, u :

$$\varepsilon_{ij} = \tfrac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) = e_{ij} \; ; \; (i,j = x,y,z) \qquad (5)$$

2.3. Equations of Compatibility (Saint-Venant's Equations). Elimination of displacements u_i from Eq.(5) yields Saint-Venant's equations, which may be compressed into

$$\varepsilon_{ij,k\ell} + \varepsilon_{k\ell,ij} - \varepsilon_{jl,ik} - \varepsilon_{ik,jl} = 0 \; ; \; (i,j,k,\ell = x,y,z) \qquad (6)$$

Eqs.(6) form the equations of compatibility, or equations of internal continuity, and express the continuity conditions of the deformed action.

2.4. Equations of Displacements (Lamé's Equations). Elimination of stresses from Eqs.(1) and (3) yields

$$\mu u_{i,jj} + (\lambda+\mu) u_{j,ji} + X_i = \rho\ddot{u}_i \; ; \; (i = x,y,z) \qquad (7)$$

The terms of inertia $\ddot{u}_i$ are neglected in statiscs problems.

$$\mu u_{i,jj} + (\lambda+\mu) u_{j,ji} + X_i = 0 \qquad (8)$$

If the mass forces are absent ($X_i = 0$) and Laplace's operator is applied to Eqs.(8), we obtain :

$$\nabla\nabla^2 u = 0 \qquad (9)$$

which is the basic equation of all problems of elasticity.

2.5. Force and Displacement Boundary Conditions. In order to solve Eqs.(7), the initial and the boundary conditions must be known for the solution to be unique. If area S - consisting of the surface defining structure D - is acted upon by the known forces p_i, boundary conditions take the form :

$$\sigma_{ij} n_j \big|_S = p_j \; ; \; (i,j = x,y,z) \qquad (10)$$

If the displacements on S are known, the boundary conditions are :

$$u_i(u,t)\big|_S = h_i(u,t) \qquad (11)$$

The initial conditions refer to displacements

$$u_i(t)\big|_{t=0} = \bar{u}_i \; ; \; \dot{u}_i(t)\big|_{t=0} = \dot{\bar{u}}_i \; ; \; (i = x,y,z) \qquad (12)$$

The boundary conditions also admit of a mixed formulation of

the kind $U_i(u,t)|_{S_1} = h_i(u,t)$; $\sigma_{ij} n_j|_{S_2} = p_j$; (12a, 12b)

in which $S_1 \subset S$ and $S_2 = S - S_1$.

Since boundary conditions in displacements and stress are particular cases of the "mixed" problem, it can be shown that there exists a generalized formulation of boundary problems :

$$\mathcal{F}(D) = \int_D [\lambda \varepsilon_{ii}(u) \varepsilon_{jj}(\sigma) + 2\mu \varepsilon_{ij}(u) \varepsilon_{ij}(\sigma)] dD \quad (13)$$

in which $$\mathcal{F}(D) = \int_D X_i \sigma_i dD + \int_{S_2} p_j \sigma_j dS \quad (14)$$

is the <u>functional</u> of stress, u is the displacement field a solution of Eq.(7), and is the stress field, defined for the D + S range.

2.6. <u>Definition of the Structural Field</u>

A stress field and a strain field together with the equations (3) or (4) form a structural field.

A structural field shows compatibility with reference to a field of incompatibilities - the set of boundary conditions - if it satisfies Eqs.(5).

The structural field is in equilibrium with reference to a system of external forces - the set of external and boundary forces acting on S - if it satisfies Eqs.(1).

Any elastic structure possess a whole set of structural fields Γ , which can be demonstrated by the fact that it forms a complete normal vector space of the Banach type.

The set of structural fields Γ satisfying the conditions of equilibrium forms an isoequilibrated subset Γ_σ (displacement method).

The set of structural fields Γ satisfying the conditions of compatibility forms an isocompatible subset Γ_u (force method).

The equations of equilibrium and compatibility can be written in a more general form :

$$\sigma(x) = \sigma \; ; \; x \in \Gamma \; ; \; \sigma \in \Gamma_\sigma \quad (15)$$

$$u(x) = U \; ; \; x \in \Gamma \; ; \; U \in \Gamma_U \quad (16)$$

If the set $\Gamma_\sigma \cap \Gamma_U$ contains at least one element $\sigma(x)$ or U(x), a one-to-one correspondence can be established between the elements of Γ and those of the product $\Gamma_\sigma \times \Gamma_u = \Omega$, in which Ω forms the space of external forces and Γ is the space of elastic responses of the structure. Each pair of (σ , U) can associate with a continuous function $\chi : \Omega \to \Gamma$, such that

$$x = \chi(\sigma, U) \quad (17)$$

The exact solution x, i.e. the compatible or equilibrium

structural field, is obtained by imposing the condition of stationarity on the total potential energy Π, or the complementary energy Π^*, respectively :

$$\delta\Pi = \int_D \sigma\,\delta u\,dD \tag{18}$$

$$\delta\Pi^* = \int_D u\,\delta\sigma\,dD \tag{19}$$

The distance between two structural fields x_1 and x_2 is

$$d(x_1,x_2) = \min \int_{x_1}^{x_2} ds \tag{20}$$

in which ds is the distance between two neighbouring points of D:

$$ds = \frac{1}{2}\int_D \delta\sigma\,\delta u\,dD \tag{21}$$

For $x = \chi(\sigma, u)$ we can write : $\delta^2\Pi = \int_D \delta\sigma\,\delta u\,dD$ (22)

and at the same point : $\delta\Pi^* = \int_D \delta u\,\delta\sigma\,dD$ (23)

$$\delta\Pi = \delta\Pi^* = 0 \tag{24}$$

For a Δ that is sufficiently small, we have the equations :

$$d^2(x+\Delta,x) = \Pi(x+\Delta) - \Pi(x)\,;\; d^2(x+\Delta,x) = \Pi^*(x+\Delta) - \Pi^*(x)\,; \quad \text{(24a and b)}$$

With these elements, the mathematical model of structural mechanics can be considered to be adequately defined for the purposes of functional analysis.

3. Laws for the generation of numerical models

The procedures used in structural mechanics for the generation of new models are based on the methods of potential and complementary energy. Eqs.(1) and (5) with the boundary conditions (10) and (11) are introduced simultaneously and have to be identically satisfied within the original model.

A law of correspondence is established between the newly generated and the original structural fields :

$$y = L_1(x)\,;\; x \in \Gamma\,;\; y \in Y \tag{25}$$

in which $L_1 : \Gamma \rightarrow Y$ is a linear operator, Y being the set of generated structural fields. Based on the principle of virtual mechanical work or on another derived variational principle, the general equations of equilibrium and compatibility can be set up in the framwork of the newly generated model. By introducing a simplifying assumption, Kirchhoff's hypothesis into in thin plate theory, or the definition of the field existing inside the structural members in the finite element method, a correspondence is established between the elements defined on Γ and those defined on Y. Introducing a new linear operator : $L_2 : Y \rightarrow \Gamma'$; $\Gamma' \subset \Gamma$, yields :

$$x' = L_2(y)\,;\; x' \in \Gamma' \tag{26}$$

The energy method imposes the condition of invariability of

the total and complementary potential energy :

$$\Pi[L_2(y)] = \Pi(y) \; ; \quad \Pi^*[L_2(y)] = \Pi^*(y) \qquad \text{(27a and b)}$$

Next, an interpolation operator is defined, $L : \Gamma \rightarrow \Gamma'$

$$L = L_1 L_2 \qquad (28)$$

An iso constrained set of structural fields is a subset $Z \subset \Gamma$ having a minimizer α. The set of minimizers, M, corresponding to subsets Z forms a minimizing subset of Γ'. For each M there exists a functional $\Pi \in \Phi$, in which Φ is a family of functionals defined on Γ. The subset Z' of the images of $Z \subset \Gamma$ by means of L corresponds to Z :

$$Z' = L(Z) \qquad (29)$$

A second operator A, called approximating operator, is next introduced : $A : (Z \cap M) \rightarrow (Z' \cap M') \; ; \; Z, M \subset \Gamma \; ; \; Z', M' \subset \Gamma' \qquad (30)$ in which M' represents the subset of minimizers α corresponding to Z'.

It can be seen that between M' and M a correspondence is established if the same functional, $\Pi \in \Phi$, corresponds to both.

The properties of operators A and L are defined in /1/. Consideration of these two operators allows a given variational problem to be converted intor a new, and possibly simpler, problem that may accept an approximate solution.

If the interpolation operator L is chosen such that $\Gamma' \subset \Gamma$ is an n-dimensional space, Γ_N, the variational problem is easily solved : functional Π becomes a function of n variables and the elements minimizing it are determined by solving a set of n equations with n unknowns. The solutions of the set are the derived values of with each variable. The equations or the set are linear only if is an analytical function of the variables.

If L is identical and $Z' \subset Z$, the numerical model of analysis that has been generated is the well-known Ritz method, the functional being the total potential energy .

Condition of convergence implies between two structural fields, i.e. the field of approximate solutions, $x_n \in \Gamma_N$, and the one of exact solutions, $x \in \Gamma$, the is that there exists an $\varepsilon > 0$, however small it may be, such that the distance $d(x, x_n) < \varepsilon$.

Any convergence or accuracy analysis [3] is thus reduced, according to the present theory, to two essential steps :

a) the determination of a field x_n isoconstrained with x and interpolated by the approximate solution.

b) the evaluation of the order of $\delta\Pi$, i.e. of the variation

of the functional associated with the interpolation error, both for the exact and for the approximate solutions. As this evaluation is not always easy to make in conexion with the approximate solution, resorting to especial techniques, like the so-called patch-test, becomes sometimes necessary.

With the criterion of convergence established and the stability of solutions checked, the numerical model of analysis can be considered to vahe been adequately defined.

References

1. Dubină D., Stoian V., Dogariu E., Generalizări matematice în rezolvarea unor probleme din mecanica structurilor. Buletinul Stiinţific al sesiunii interjudeţene de referate şi comunicări tehnico-ştiinţifice Baia Mare 1980.

2. Ivan M., Dubină D., Dogariu E., Consideraţii privind formularea metodei elementului finit pentru calculul structurilor supuse la acţiuni dinamice. Buletinul Stiinţific şi Tehnic al I.P. "Traian Vuia" Timişoara Tom 26(40). Fasc.1 1981, Timişoara

3. Oliveira Arantes E., R., Some Applications of Functional Analysis in the Mathematical Theory of Structures. Application of Methods of Functional Analysis to Problems in Mechanics, Joint Symposium IUTAM/IUM Held in Marseille, september 1-6 1975, edited by A. Doldan, B. Edemann in Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, New-York, 1976.

4. Oliveira Arantes E.,R., Mathematical Theory of Liniar Structures in "Lectures on Finite Element Methods in Continuum Mechanics" edited by J.T.Oden an E.R.A.Oliveira, University of Alabama, in Huntsville Press, 1973.

5. Przemieniecki S., Theory matrix structural analysis, MC Graw Hill Book Company New-York, 1968.

6. Teodorescu P.,P., Ille V., Teoria elasticităţii şi introducerea în mecanica solidelor deformabile, vol.1. Editura Dacia, Cluj-Napoca, 1976.

Primită la redacţie la 10 februarie 1984.

MODELUL MATEMATIC IN MECANICA STRUCTURILOR

Rezumat

In lucrare se defineşte modelul matematic din mecanica structurilor, considerat ca o componentă a teoriei matematice a structurilor parte integrantă a analizei funcţionale.

Se prezintă ecuaţiile fundamentale care formează modelul matematic pentru calculul structurilor în domeniul elastic definindu-se noţiunea de cîmp structural şi se stabilesc legile de generare a modelelor de calcul numeric din modelul matematic exact. Se fac consideraţii asupra exactităţii şu unicităţii soluţiilor.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia"Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCTII 1984

LE CALCUL DE L'INTÉRACTION SPATIALE DES STRUCTURES EN ACIER

Caraba Ioan

1. Introduction

Une partie importante des éléments en acier qui composent la structure portante des halles industrielles (poutres de roulement, piliers etc.) des constructions métalliques hydeotechniques (vannes, portes d'écluse etc.) des ponts métalliques de route ou de voie ferrée (fig.1.) et des autres types de structures à destination spéciale, se trouvent dans un état complexe de sollicitation à la suite des actions auxquelles ils sont soumis.

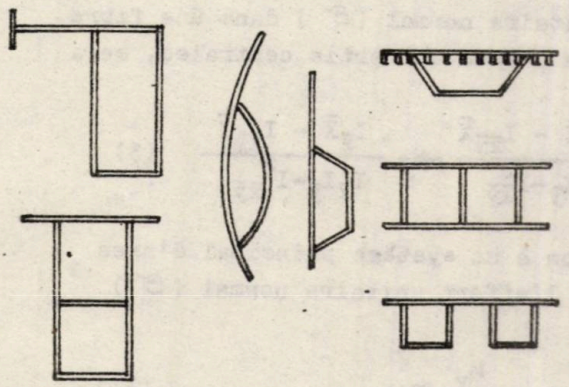


Fig.1.Tipes de sections transversales.

Si l'on considère que les éléments composant les structures en acier sont généralement des éléments élancés, ayant de grandes longueurs par rapport aux dimensions de la section transversale, on peut trés bien appliquer la théorie des barres à parois minces ayant la section simplement connexe, doublement connexe ou composée , selon la figure nr.1.

2. Hypothèses et principes de calcul

L'application de la théorie des barres à parois minces au calcul de l'intéraction spatiale des structures en acier est réalisée en prenant en compte des hypothèses simplificatrices à l'égard du

matériau utilisé. On les a présenté dans la figure nr.2.

3. L'étude de l'état de déformation et d'éfforts unitaires engendrés par les forces axiales, la flexion et la coupe.

3.1. Efforts unitaires normaux

Pour déterminer les efforts unitaires normaux (σ) dans une section courante z, prise sur la longueur de l'élément en acier (de la barre), on a eu recours aux équations d'équilibre statique qu'on peut écrire pour un élément différentiel isolé de la barre, d'où, tenant compte de la géométrie de la section et selon la loi de Hooke, on peut écrire l'effort unitaire normal (σ):

$$\sigma = E\varepsilon = E(-K_x Y + K_y X + e) \qquad (1)$$

Si l'expression (1) est introduite dans le système d'équations d'équilibre /2/ et si l'on envisage un système d'axes d'inertie centrales, il en résulte les inconnues :

$$K_x = -\frac{M_{\bar{x}} I_{\bar{y}} + M_{\bar{y}} I_{\bar{x}\bar{y}}}{E(I_{\bar{x}} I_{\bar{y}} - I^2_{\bar{x}\bar{y}})} \; ; \; K_y = -\frac{M_{\bar{y}} I_{\bar{x}} + M_{\bar{x}} I_{\bar{x}\bar{y}}}{E(I_{\bar{x}} I_{\bar{y}} - I^2_{\bar{x}\bar{y}})} \qquad (2)$$

$$e = \frac{N_z}{EA}$$

Par la suite, l'effort unitaire normal (σ) dans une fibre courante, rapporté à un système d'axes d'inertie centrales, sera écrit :

$$\sigma_{\bar{z}} = \frac{N_{\bar{z}}}{A} + M_{\bar{x}} \frac{I_{\bar{y}}\bar{Y} - I_{\bar{x}\bar{y}}\bar{X}}{I_{\bar{x}} I_{\bar{y}} - I^2_{\bar{x}\bar{y}}} - M_{\bar{y}} \frac{I_{\bar{x}}\bar{X} - I_{\bar{x}\bar{y}}\bar{Y}}{I_{\bar{x}} I_{\bar{y}} - I^2_{\bar{x}\bar{y}}} \qquad (3)$$

Si l'on rapporte la section à un système principal d'axes d'inertie, l'expression (3) de l'effort unitaire normal (σ) devient:

$$\sigma_z = \frac{N_z}{A} + \frac{M_x}{I_x} y - \frac{M_y}{I_y} x \qquad (3')$$

3.2. Efforts unitaires tangentiels

Dans le cas des barres à parois minces, comme, par exemple, les structures en acier, les efforts unitaires tangentiels peuvent atteindre de grandes valeurs comparables aux efforts unitaires normaux, valeurs dues à la forme plus compliquée de la section transversale. Les efforts unitaires tangentiels sont constants sur l'épaisseur de la paroi, ce qui permet de calculer le flux de cisaillement à partir de la force qui effectue le cisaillement (T),

par la relation :

$$t_T = \tau_T \cdot \delta \qquad (4)$$

Le flux de cisaillement est calculé différemment selon que la section transversale est simplement connexe, doublement connexe ou composée. Pour une section transversale simplement connexe le flux de cisaillement rapporté aux principales axes d'inertie, est calculé à l'aide de la relation :

$$t_T^o = -\frac{T_y S_{x(s)}}{I_x} + \frac{T_x S_{y(s)}}{I_y} \qquad (5)$$

Dans le cas des sections transversales doublement ou multiplement conexes, le flux de cisaillement total (t^i) se compose du flux de cisaillement correspondant au profil simplement connexe (t_T^o) et le flux de cisaillement supplémentaire ($\bar{t}_T$) constant et inconnu pour chaque cellule à part :

$$t_T^i = t_T^o + \bar{t}_T \qquad (6)$$

Le flux de cisaillement supplémentaire, dans le cas général d'une section multiplement connexe, est déterminé à partir d'un système d'équations qu'on peut écrire en prenant pour point de départ la forme générale de l'équation de cellule :

$$\bar{t}_T(i) \oint_{\mathcal{C}_i} \frac{b_{ik}}{\delta_{ik}} - \sum_{j=1}^{n} \bar{t}_T(j) \left(\frac{b_{ik}}{\delta_{ik}} \right)_{i,j} + \oint_{\mathcal{C}_i} \frac{L_{T^o ik}}{\delta_{ik}} = 0 \qquad (7)$$

Dans le cas des sections composées, formées de parties à profil simplement et multiplement connexe, on calcule le flux total de cisaillement, pour la partie simplement connexe à l'aide de la relation (5), tandis que pour les parties doublement et multiplement connexes on utilise la relation (6).

4. Etude de l'état de déformation et d'efforts unitaires engendrés par la torsion entravée

L'étude de l'état de déformation et des efforts unitaires, dans le cas des barres aux parois minces à section composée , est complexe et exige une analyse séparée pour la partie simplement connexe de la section transversale et pour celle doublement ou multi-

plement connexe. Pour illustrer cela, on considère une barre aux parois minces, à section composée (fig.2) et on analyse les modifications subies par les deux rectangles élémentaires du plan médian (ABCD dans la partie de section doublement connexe et EFGH dans la partie simplement connexe) après la rotation de la section transversale d'angle (φ).

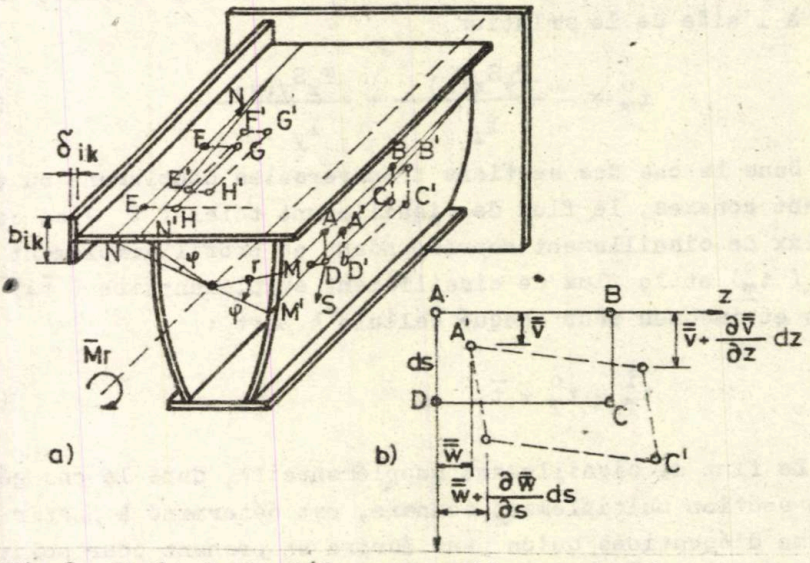


Fig.2. Etude de la déformation d'une barre à section composée.

A partir de ces observations on démontre dans /2/, la manière dont on est arrivé aux expressions mathématiques qui définissent l'état de déformation de la barre.

L'allongement spécifique le long de la barre, sachant que $\bar{w}$ ne dépend pas de la coordonnée z, sera :

$$\varepsilon_z = \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} - \frac{d^2 f(z)}{dz^2} \bar{\omega} \qquad (8)$$

Ainsi, conformément à la loi de HOOK, on peut déterminer l'effort unitaire normal sectoriel ($\sigma_{\bar{\omega}}$)

$$\sigma_{\bar{\omega}} = E\, \varepsilon_z = - E \frac{d^2 f(z)}{dz^2} \bar{\omega} \qquad (9)$$

L'effort unitaire sectoriel normal ($\sigma_{\bar{\omega}}$) varie le long de la poutre, ce qui engendre des efforts unitaires tangentiels supplémentaires (τ). Ceux-ci peuvent être obtenus de l'équation

l'équilibre écrit pour un élément différentiel de la paroi de la barre (fig.3) résultant :

- Pour la partie doublement ou multiplement connexe:

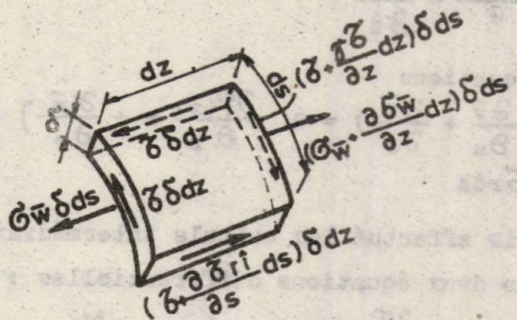


Fig.3. Elément différentiel de la paroi de la barre.

$$\tau = \frac{M_r}{2 A_m \delta} + \frac{E}{\delta} \frac{d^3 f(z)}{dz^3} \bar{S}^*_{\bar{\omega}} \qquad (1c)$$

- Pour la partie simplement connexe :

$$\tau = \frac{E}{\delta} \frac{d^3 f(z)}{dz^3} \bar{S}^*_{\bar{\omega}} \qquad (11)$$

où $\bar{S}^*_{\bar{\omega}}$ - est le moment statique sectoriel généralisé de la section transversale /2/.

A part l'effort unitaire tangentiel supplémentaire, dans la section de la barre apparaît aussi l'effort unitaire tangentiel correspondant à la torsion libre, et qu'on peut calculer :

- Pour la partie doublement connexe :

$$\tau_{rl} = \frac{M_{rl}}{2 A_m \delta} \qquad (12)$$

- Pour la partie simplement connexe de la section transversale

$$\tau_{rl} = \frac{M_{rl}}{I_r} \delta \qquad (13)$$

5. L'équation différentielle de la torsion entravée

L'obtention de l'équation différentielle de la torsion entravés des barres aux parois minces peut être réalisée en adaptant

-La méthode énergetique

-La méthode de l'équilibre ou des déplacements axiaux dans la zone doublement ou multiplement connexe.

En adoptant la deuxième méthode et en écrivant la condition de continuité des déplacements axiaux le long du contour fermé, il résulte la relation:

$$\oint \frac{\partial \bar{w}}{\partial s} ds = 0 \qquad (14)$$

ou

$$\frac{\partial \bar{w}}{\partial s} = \frac{\bar{\sigma}}{G} - \frac{\partial \bar{v}}{\partial z}$$

d'ou on obtient les équations

$$\sigma = G\left(\frac{\partial \bar{v}}{\partial z} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial s}\right) = G\left(\frac{\partial \varphi(z)}{\partial z} r + \frac{\partial \bar{w}}{\partial s}\right) \qquad (15)$$

$$M_r = \oint \sigma r dA \qquad (16)$$

Ainsi, après avoir effectué les calculs intermédiaires, on arrive à un système de deux équations différentielles :

$$\begin{cases} \dfrac{d^4 f(z)}{dz^4} - k^2 \dfrac{d^2 \varphi(z)}{dz^2} = -\dfrac{1}{EI_{\bar{\omega}}} \dfrac{dM_r}{dz} \\ \dfrac{d\varphi(z)}{dz} - \dfrac{df(z)}{dz} = \dfrac{1}{GI_p} M_r \end{cases} \qquad (17)$$

où l'on introduit les notations :

$$\begin{cases} I_p = \oint r^2 dA + \int_A r^2 dA \; ; \quad I_r = \dfrac{\Omega^2}{S_o} \; ; \quad \zeta = 1 - \dfrac{I_r}{I_p} \\ k^2 = \dfrac{G}{E} \dfrac{I_r}{I_{\bar{\omega}}} \zeta \; ; \quad n = \dfrac{1}{EI_{\bar{\omega}}} \zeta \; ; \quad m_r = -\dfrac{dM_r}{dz} \end{cases} \qquad (18)$$

En différentiant la deuxième équation de (17) et en prenant en compte les notations de (18), on obtient la forme finale de l'équation différentielle de la torsion entravée :

$$\frac{d^4 f(z)}{dz^4} - k^2 \frac{d^2 f(z)}{dz^2} = n \cdot m_r \qquad (19)$$

BIBLIOGRAFIE

/1/ Bemscoter, U.S., - A Theory of Torsion Bending for Multicell Beams. Journal of Applied Mechanics, March, 1957.

/2/ Caraba, A.I., - Studiul conlucrării spaţiale a grinzii căii de rulare, cu grinda de contrafrînare în ipoteza că ambele sînt cu inimă plină. Teză de doctorat, Timişoara, 1974.

Primită la redacţie la 2o decembrie 1983.

Rezumat

In lucrare se prezintă calculul de conlucrare spaţială dintre diferitele elemente ale structurilor de rezistenţă din oţel. Avînd în vedere că structurile metalice sînt alcătuite din elemente zvelte, s-a folosit Teoria barelor cu pereţi subţiri în calculul de conlucrare spaţială.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCTII 1984

ON SOME NETS OF QUASI - CONTINUOUS FUNCTIONS

Bânzaru T., Crivăţ M.

1. Introduction

It is well known that the limit of a sequence of continuous functions is not necessarily a continuous function.

For the case of sequences of continuous functions with values in metric spaces, uniform convergence is a sufficient condition for the continuity of the limit function. This property is also preserved when the functions forming the terms of the sequence take values in uniform spaces. The condition of uniform convergence of a sequence of function is not a necessary condition for the continuity of the limit function of the sequence. For this reason, the problem has been raised of introducing types of convergence for sequences of functions which should characterize the continuity of the limit function of such a sequence.

Such types of convergence, called quasi-uniform convergence, were introduced by Arzela, Hobson, Borel, Gagaeff, P.S.Alexandrov.

When the terms of a sequence are functions with values in topological spaces, the problem of a transfer of continuity from the terms of the sequence to the limit function requires special treatment due to the fact that the concepts of uniform convergence and quasi-uniform convergence mentioned above, are closely connected to the structure of uniform space of the set in which the terms of the sequence take their values.

In 1979, V.Felouzis introduced the concepts of r-uniform and quasi-r-uniform convergence for nets of functions defined

between topological spaces, by means of which sufficient condition were given for the continuity of the limit function of such a net.

This paper provides sufficient conditions for the quasi-continuity of the limit function of a net of quasi-continuous functions.

2. Notations and Terminology

In the following we shall note by $(X,\mathcal{T})$, $(Y,\mathcal{U})$ the topological spaces, by $(Y,\mathfrak{V})$ an uniform space and by $(D,\geqslant)$ a directed set.

Definition 2.1.([5]). Function $f:(X,\mathcal{T})\to(Y,\mathcal{U})$ is quasi-continuous at point $x_0\in X$ if for every neighbourhood V of point $f(x_0)$ and for every neighbourhood U of point x_0 there exists an open nonempty set $G\subset U$ such that $f(G)\subset V$.

Definition 2.2. Let $(D,\geqslant)$ and (B,γ) be the directed sets. An application $h:B\to D$ is called a K- application if for any $\alpha\in D$ there exists $\beta\in B$ such that $h(\overline{\beta})\geqslant\alpha$, for any $\overline{\beta}\gamma\beta$.

Definition 2.3.([2]). Let us assume f_α, $f:(X,\mathcal{T})\to(Y,\mathfrak{V})$ where α passes through the directed set $(D,\geqslant)$. The net (f_α) converges quasi-uniformly at f on space X if:

a). (f_α) converges punctually at f on X;

b). for any entourage $H\in\mathfrak{V}$, there exists a directed set (B,γ), a K-application $h:B\to D$ and a family $(G_\beta)_{\beta\in B}$ of open sets from X covering X such that $(f(x), f_{h(\beta)}(x))\in H$ for any $x\in G_\beta$, $\beta\in B$.

Definition 2.4.([3]). Let us assume $f_\alpha:(X,\mathcal{T})\to(Y,\mathcal{U})$ where α goes through the directed set $(D,\geqslant)$. The net (f_α) converges r-uniformly at f on X, if for any open set $G\subset Y$ with $f^{-1}(G)\neq\emptyset$, there exists $\alpha_0\in D$ such that $f_\alpha(x)\in G$ for any $\alpha>\alpha_0$ and for any $x\in f^{-1}(G)$.

Definition 2.5.([3]). Let us assume f_α, $f:(X,\mathcal{T})\to(Y,\mathcal{U})$, where α goes through the directed set $(D,\geqslant)$. The net (f_α) converges almost r-uniformly at f on X if:

a). (f_α) converges punctually at f on X;

b). for any open set $G\subset Y$ with $f^{-1}(G)\neq\emptyset$ and for any $\alpha\in D$, there exists $\alpha_1\in D$, $\alpha_1\geqslant\alpha$ such that $f_{\alpha_1}(x)\in G$ for any $x\in f^{-1}(G)$.

3. Sufficient conditions for the quasi-continuity of the limit function of a net of quasi-continuous functions.

Theorem 3.1. If $(f_\alpha)_{\alpha\in D}$ is a net of quasi-continuous on the topological space $(X,\mathcal{T})$ with values in the

uniform space $(X,\mathfrak{U})$, which converges quasi-uniformly at f on X then f is quasi-continuous.

Proof. Let $x_0 \in X$, $H \in \mathfrak{U}$ and $H' \in \mathfrak{U}$ be a symmetrical entourage such that $H' \circ H' \circ H' \subset H$.

The net (f_α) being quasi-uniformly convergent at f on X, there exists a directed set $(B,\succ)$, a K-application $h:B \to D$ and a family $(G_\beta)_{\beta \in B}$ of open sets covering X such that

$$(f(x), f_{h(\beta)}(x)) \in H' \ , \ (\forall)\ x \in G_\beta \ , \ (\forall)\ \beta \in B \qquad (1)$$

Let G_{β_0} be the open set containing point $x_0 \in X$, $\alpha_0 = h(\beta_0)$ and U an arbitrary neighbourhood of point x_0. From the quasi-continuity of function f at point x_0 it results that there exists an open, nonempty set $G \subset U \cap G_{\beta_0}$ such that

$$(f_{\alpha_0}(x_0), f_{\alpha_0}(x)) \in H' \quad (\forall)\ x \in G \qquad (2)$$

From (1) we obtain :

$$(f(x_0), f_{\alpha_0}(x_0)) \in H' \qquad (3)$$

and

$$(f_{\alpha_0}(x), f(x)) \in H', \ (\forall)\ x \in G \qquad (4)$$

From (3), (2) and (4) it results that

$$(f(x_0), f(x)) \in H' \circ H' \circ H' \subset H \qquad (5)$$

for any $x \in G$.

Hence, for any $H \in \mathfrak{U}$ and any neighbourhood U of point x_0 there exists an open non-empty set $G \subset U$ such that $f(x) \in H(f(x_0))$ for any $x \in G$. Thus f is quasi-continuous at x_0.

Theorem 3.2. If $(f_\alpha)_{\alpha \in D}$ is a net of quasi-continuous functions on the topological space $(X,\mathcal{T})$ with values in the regular topological space $(Y,\mathcal{U})$ which converges quasi-r-uniformly at f on X, then f is quasi-continuous.

Proof. Let us assume that there exists $x_0 \in X$ such that f is not quasi-continuous at that point. In this case there exists an open neighbourhood V of point $f(x_0)$ and a neighbourhood U of point x_0 such that for any open non-empty set $G \subset U$ there exists $x_G \in G$ with $f(x_G) \notin V$.

Since $f(x_0) \notin Y-V$ and $(Y,\mathcal{U})$ is regular, there exists the open disjointed sets G_1 and G_2 such that $f(x_0) \in G_1$ and $Y-V \subset G_2$.

From the quasi-r-uniform convergence of the net (f_α) at f it results that $(f_\alpha(x_0))$ converges at $f(x_0)$. Since G_1 is a neighbourhood for $f(x_0)$, there will exist an $\alpha_0 \in D$ such that

$$f_\alpha(x_0) \in G_1 \quad (\forall)\, \alpha \geq \alpha_0 \tag{6}$$

Since $f^{-1}(G_2) \neq \emptyset$, $(x_0 \in f^{-1}(G_2))$, using condition b) from the definition of quasi-uniform convergence it rezults that there exists $\alpha_1 \geq \alpha_0$ such that

$$f_{\alpha_1}(x_0) \in G_2 \tag{7}$$

From (6) and (7) it results that there exists $\alpha_1 \in D$ with $f_{\alpha_1}(x_0) \in G_1$ and $f_{\alpha_1}(x_0) \notin G_1$.

Hence there exists a neighbourhood G_1 of $f_{\alpha_1}(x_0)$ and there exists a neighbourhood U of x_0 such that for any open non-empty set $G \subset U$ we have $f_{\alpha_1}(G) \not\subset G_1$, which means that f_{α_1} is not quasi-continuous at x_0.

This contradicts the initial assumption and thus the theorem has been proved.

Remark. Since any r-uniformly convergent net of functions is also quasi r-uniform convergent, it results from the foregoing theorem that r-uniform convergence is a sufficient condition for the transmission of the property of quasi-continuity from the terms of the net to its limit function.

REFERENCES

1. Bruteanu C., Asupra unor proprietăţi ale funcţiilor quasi continue, Studii şi Cercetări matematice, tom.22, nr.7, 1970.

2. Dobrescu E.V., Gherman R., Nets of functions, Analele St. ale Univ. "Al.I.Cuza" Iaşi, Secţiunea I-a Matematică, tom.XVII, fasc.2, 1971, 313-315.

3. Fêlouzis V., Sur la convergence dans les espaces topologiques, EΛΛΗΝΙΚΑ, nr. 2, 1979, 73-92.

4. Kempisty S., Sur les fonctions quasi continues, Fund. Math. 19, 1932, 184-197.

5. Marcus S., Sur les fonctions quasi continues au sens de Kempisty, Colloq. Math., VIII 1961, 47-53.

Primită la redacţie la 10 februarie 1984.

ASUPRA UNOR SIRURI DE FUNCTII QUASI-CONTINUE

Rezumat

In lucrare se dau condiţii suficiente pentru quasi-continuitatea funcţiei limită a unui şir generalizat de funcţii quasi-continue.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCTII 1984

ETUDE EXPERIMENTALE CONCERNANT LES CARACTERISTIQUES DE DUCTILITE DES DIAPHRAGMES EN BETON ARME SOLLICITEES A DES CHARGES LATERALES ALTERNEES

Mihăescu A., Ianca S.,Ciuhandu Ghe., Tudor D.

1. Introduction

La condition déterminante pour la dimensionnement de l'armature des deaphragmes est d'assurer à la structure, en dehors de la capacité portante et de la rigidité nécessaires aux charges calculées, une capacité de déformation post- élastique (ductilité) suffisante à ceque l'énergie induite par le tremblement de terre puisse être absorbée sans le risque d'atteindre le stade de rupture (déformations limite dans le béton ou l'armature).

Dans le préocoupations des dernières années, un des problèmes moins abordés dans la litterature de spécialité semble être l'étude des diaphragmes en béton armé coule sur place, supportant des charges gravitationnelles constantes et des charges horizontales alternantes, dans le but d'améliorer leur réalisation du point de geométrique et aussi quant à la distribution des masses et au pourcentage de ferraillage.

2. Le programme expérimental

Réalisée pendant trois années, cette étude expérimentale a été exécuté par un colectif appartenant à la Chaire de beton armé et bâtiments et à la Filiale d'I.C.C.P.D.C.ayant le siège à Timişoara, conformément au contract conclu avec I.P.C.T. [7]

---

* ICCPDC- Filiala Timişoara, str. Traian Lalescu nr.2,
1900 Timişoara

2.1. Modéles expérimentaux

L'étude effectuée a pour objet les diaphragmes à trous moyens, soumises à des charges laterales alternatives. On a enrégistré la corélation entre les résultats théoriques et ceux expérimentaux en ce qui concerne la capacité portante, la ductilité,l'énergie absorbée etc.

Le prototype choisi pour l'étude a été celui d'une diaphragme coulée sur un place, à une seule rangée de trous symétriques et ayant quatre niveaux.

Le modèle expérimental reproduit le prototype d'écrit cidessus à l'échelle 1:2,75 et il a les dimensions présentées dans la figure nr. 1.

Le ferraillage des éléments d'essai a été effectué tout en respectant des instructions [2].

Le modèle a été armé de façon continue, en utilisant deux treillis, diaposés aux deux faces de la dyaphragme les bouts et les poutres du cadre ayant ies carcasses reliées (barres longitudinales et étriers).

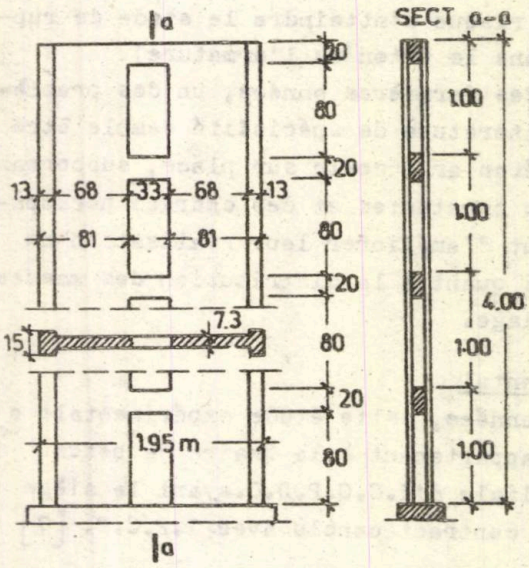


Fig.1 - Le modèle expérimental

La résistance mécanique du béton utilisé au coulage des modèles expérimentaux était de 175-256 daN/cm^2. Elle a été déterminée sur des cubes de 14 cm, le coulage étant réalisé en position verticale.

3. Essai du modèle D.G.M. IV.

Le présent auvrage se propose d'analyser uniquement le comportement du modèle expérimental DGM IV. Les résultats de cet

essais n'ont pas été inclus dans le contract de recherches (étape II/1982)[7] . Il faut noter aussi que,dans ce cas on a bénéficié de l'expérience acquise lors des essais des trois premiers modéles.

3.1. Le principe d'essai

On a realisé l'essai sur une plate- ferme d'essai métallique conformément au schéma de la fig.2. Le modéle a été coulé directement dans la position d'essai.

Les essais ont été effectués de la manière suivante :

- les charges gravitationnelles (N): les centres de gravité des montants ont été saumis à un effort unitaire de compression de 15 daN/cm^2, effort constant sur la hauteur du modèle;
- les charges horizontales (P)sous la forme des trois forces concentrées, ayant la même valeur agissant dans les axes des linteaux aux niveaux 1;3 et 4 et modèlant ainsi une charge de type séismique à distribution triangulaire sur l'hauteur, ont été appliquées de manière cyclique et alternante (nord-sud), le degrés de change représentant o,12; o,24; o,36...1,o; 1,2 de la force, théorique de rupture calculée conformément à l'ouvrage[2].

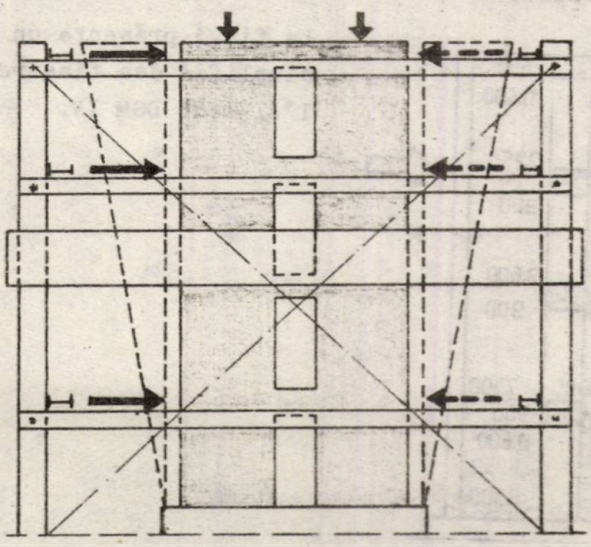


Fig.2 - Le principe d'essai

Les forces maximes réalisées à chaque cycle de charge (pour l'élément DGM IV) sant présentée dans le tableau nr. 1(en daN)

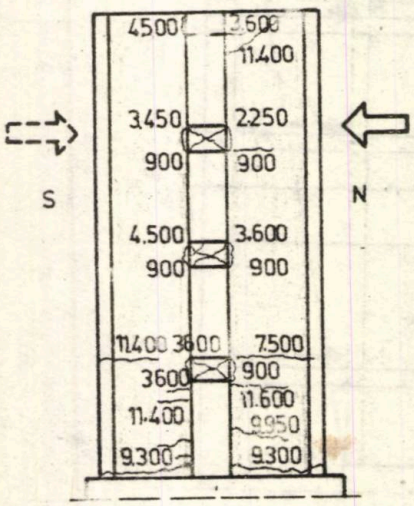
Forces max [illegible] Tableau 1.

Sens de la force	Cycle 3	4	5	6	7	8	9	1o	11	12	13
N	345o	45oo	555o	69oo	795o	93oo	1o5oo	114oo	114oo	114oo	96oo
S	345o	45oo	555o	69oo	795o	93oo	1o5oo	114oo	114oo	99oo	-

3.2. Le comportement du modéle

En principe, le comportement du modèle expérimental DGM IV a été caractérisé par l'apparition - au cours des premiers cycle- de petites fissures de fléchissement aux bouts des poutres du cadre. Ces fissures se sont accentuées par la suite jusqu'au sixième cycle lorsqu'on a signalé la fissuration à la base du montant "sud". Parallément à les fissures, signalées à la base du montant, se sont amorcées et développées aussi d'autres fissures inclinées.

Lors de sa ruine (cycle N 13), l'élément présentait des dégradations trés marquées (le treillis de ferraillage du champ des montants cisaillé, les armatures des linteaux et celles de la base des montants allongées plastiquement, le béton de la base des montants détruit).



La fig.3 présente un relevé simplifié des fissures de l'élément DGM IV.

Fig.3 - Relevé des fissures

3.3. Interprétation des résultats

Les processus de dégradation du modéle expérimental DGM IV s'est concrétisé par l'apparition et le développement des

articulations plastiques aux bouts des poutres du cadre et à la base des montants. Elles se sont formées à la suite du fluage concomitent à la déformation plastique du béton contraint (stade II a).

Le comportement général des éléments composant le modèle a respecté la succession normale dans l'apparition des articulations plastiques, c'est - à- dire tout extrémités des poutres du cadre et ensuite à la base des montants.

Les caractéristiques de ductilité obtenues expérimentalement dans le cas du modèle DGM IV sont exprimés par :

a) la ductilité de courbure (sectionnelle)des montants- exprimée par le facteur de ductilité (μ_ϕ) considéré comme étant le rapport entre la courbure de rupture (ϕ_u) et la courbure correspondante à l'amorce des déformations de rupture dans l'armature tendue de section (ϕ_c), soit :

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_c} \quad , \text{ où } \quad \phi = \frac{\varepsilon_a + \varepsilon_b}{h_o}$$

et ε_a - la déformation spécifique de l'armature tendue dans le moutant

ε_b - la déformation spécifique du béton contraint

Pour la ductilité de courbure des montants on a obtenu des valeurs suivantes :

μ_ϕ = 4,66 - le montant Nord (tendu)

$\mu\phi$ = 1,5o - le montant Sud (contraint)

b) la ductilité de rotation des poutres du cadre - exprimée par le facteur de ductilité (μ_θ) considérécomme étant la mesure la plus sûre de la capacite de déformation plastique et d'absorbtion d'énergie dans la zone de l'articulation plastique et exprimé par le rapport des rotations

$$\mu_\theta = \frac{\theta_{r\ max}}{\theta_{rc}} \quad , \text{ où } \quad \theta_{r\ max} = \theta_m \frac{L}{l_r}$$

et $\theta_m = (\phi_u - \phi_c)\ lp$ - la rotation du montant determinée expérimentalement conformément à l'ouvrage [7].

L - la distance entre les centres de gravitation de la section des montants

l_r - la longueur de la portion sur laquelle la poutre

du cadre est considérée déformable (longueur établie à l'aide des formules expérimentales de l'ouvrage[4].

Pour la ductilite de rotation des poutres de couplage on a obtenu les valeurs présentées dans le tableau nr.2

Tableau nr.2

Valeurs de la ductilité

Poutre du niveau	Cycle de fluage	Force horizontale correspondante [daN]	Facteur de ductilité μ_θ
1	N8	9300	6,05
2	N10	10800	3,54
3	N7	7950	7,53
4	N9	9000	7,19

c) la ductilité d'ensemble du modéle - exprimée par le facteur de ductilité ou dèplacement (μ_Δ), comme rapport du déplacement maxime à la ponté de la diaphragme dans le dernier stade (Δ_{max}) et le déplacement correspondant à obtention de la résistance de fluage dans l'armature tendue se trouvant dans la plus

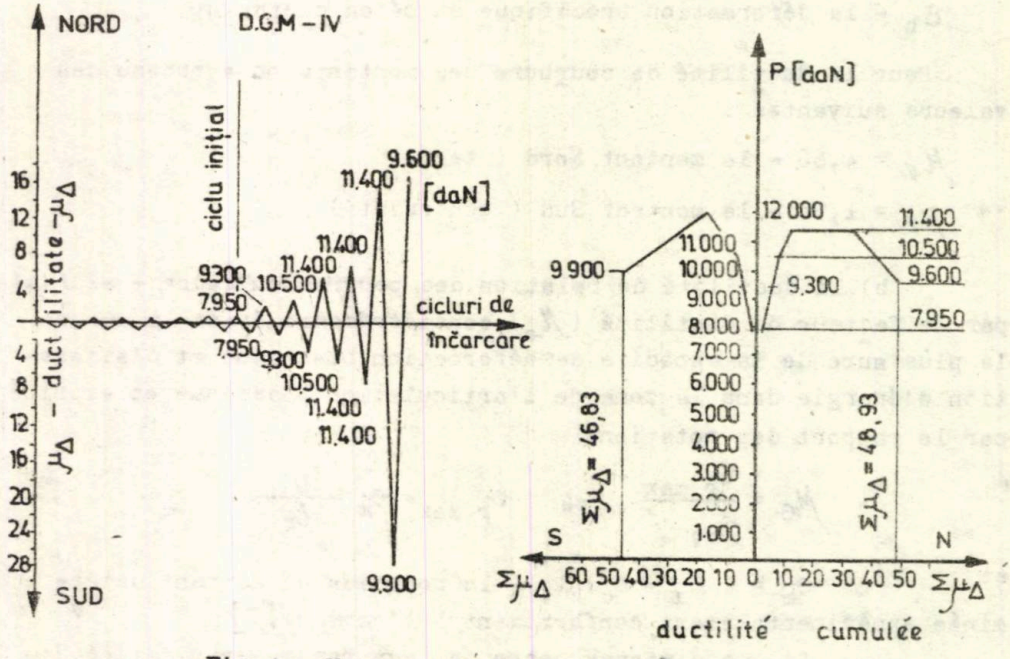


Fig.4 - Valeurs de la ductilitĕ

sollicitée poutre de couplage (Δ_c) soit

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_c}$$

dont la modalité de calcul des déplacements mentionnée est présentée dans l' ouvrage [7]

Pour la ductilité d'ensemble et la ductilité cumulée de la diaphragme DGM IV , ou a obtenu les valeurs :

$$\mu_\Delta = 16,71 \quad \text{et}$$

$$\Sigma\mu_\Delta = 48,93$$

ilustrées graphiquement par les diagrammes de la fig.4.

4. Conclusions concernant la ductilité du modèle DGM IV

Les principales conclusions d' intérêt pratique qu'on peut tirer en analysant le comportement des éléments essayés sont :

- la ductilité d' une section est en fonction du pourcentage de ferraillage dans la zone tendue et baisse avec l'augmentation de celui- ci ;
- le confinement des raidisseurs et des bouts lamélaires de la section des montants accroît la ductilité;
- la ductilité des poutres de couplage est plus petite que celle du modèle dans son ansamble, ce qui vient confirmer l'hypothése que , pour les poutres (courtes) aux quelles le rapport $l_0/h_r < 1,5$ l'effet de l'effort influence le mécanisme de rupture de la poutre, réduisant sa ductilité ;
- la ductilité d'ensemble de l'élément présente des valeurs correspondantes et le confinement augmente sensiblement la ductilité ;

Ces conclusions confirment la nécessité practique de vérifier les structures ayant des diaphragmes en béton armé par un calcul dans le domaine post-élastique plus proche du comportement réel de ces structures, dans le cas où elles sont soumises à des sollicitations séismique importantes.

BIBLIOGRAFIE

1. Agent R., Postelnicu T.; Calculul structurilor cu diafragme din beton armat, vol. II, Editura tehnică, Bucureşti, 1983
2. Barbaiani M., Dumitrescu D., Agent R., Postelnicu T., Constantinescu D.; Instrucţiuni pentru proiectarea construcţiilor cu structura din diafragme de beton (P.85 - 82), Buletinul

construcţiilor nr.6/1982.

3. Dumitrescu D., Postelnicu T.; Precizări privind noţiunea de ductilitate a structurilor din beton armat în regiuni seismice, Revista construcţiilor nr.1/1979.
4. Mihăescu A., Ciuhandu G., Buchman I., Tudor D.; Unele propuneri privind completarea instrucţiunilor tehnice P.85-78, Revista construcţii, nr. 4/1982.
5. Sauthsukumar R.; Ductility of Coupled Shear Walls, University of Canterbury, Christohurch, New- Zeeland, 1974 .
6. * * * Cercetări privind ductilitatea diafragmelor de beton armat la clădiri de locuit multietajate în regim seismic, Contract I.C.C.P.D.C.- I.N.C.E.R.C.-C.P.C.P.nr.3404/75.
7. * * * Comportarea structurilor din diafragme de beton armat monolit la încărcări laterale alternante. Contract nr. 877/81 fazele I/1982, II/1982, I/1983, I.C.C.P.D.C. - Filiala Timişoara 1982.

Primită la redacţie la 7 martie 1984.

STUDIUL EXPERIMENTAL AL CARACTERISTICILOR DE DUCTILITATE, ALE DIAFRAGMELOR DE BETON ARMAT, SOLICITATE LA INCARCARI LATERALE ALTERNANTE

Rezumat

Lucrarea cuprinde un aspect mai puţin cercetat, acela al comportării structurilor cu diafragme de beton armat solicitate de încărcări gravitaţionale constante şi încărcări orizontale alternante şi crescătoare, precum şi caracteristicile de ductilitate ale riglelor, montanţilor şi ansamblului acestora.

La construcţiile multietajate cu structura de rezistenţă din diafragme de beton armat, în condiţiile unor solicitări seismice importante, apariţia deformaţiilor plastice este inevitabilă, de aceea la stabilirea secţiunii diafragmelor şi a armării acestora, criteriul de ductilitate este mai sever decît criteriul capacităţii portante. Ca urmare, condiţia determinantă la alcătuirea diafragmelor este în primul rînd aceea ca structurii să i se confere o capacitate de deformare postelastică (ductilitate) suficientă pentru ca energia indusă de cutremur să poată fi absorbită fără riscul de a se atinge stadiul de rupere în beton sau armătură.

Lucrarea de faţă se înscrie pe linia preocupărilor pentru îmbunătăţirea alcătuirii şi comportării structurilor din diafragme din punct de vedere geometric, al procentului de armare, a distribuţiei maselor, evitîndu-se apariţia unor mecanisme locale sau a unor mecanisme de deplasare. Studiul experimental care stă la baza lucrării a fost executat pe o perioadă de 3 ani de către un colectiv al Catedrei de Beton armat şi clădiri şi al Filialei I.C.C.P.D.C. Timişoara.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCTII 1984

ASPECTS DU COMPORTEMENT D'UNE DIAPHRAGME EXPERIMENTALE SOLLICITEE AUX CHARGES ALTERNANTES

Mihăescu A., Tudor D., Ciuhandu Gh.*, Ianca S.,

1. Considérations générales

On a remarqué depuis longtemps que dans le monde entier ils existent un grand nombre de préoccupations de plus en plus exigeantes dans le domaine de la seismique, de la dynamique des constructions et du calcul automate des structures, en général. Dans notre pays, ces préoccupations datent depuis le seisme du 4 mars 1977.

Les études théoriques et expérimentaux sur diaphragmes monolithes comprennent l'essai de quelques modèles à l'échelle, en poursuivant, sauf autres aspects, la capacité portante des éléments essayés, capacité caractérisée par l'effort horizontal capable P_{max}, pour une charge gravitationnelle donnée et aussi le mécanisme de l'apparition des articulations plastiques et de rupture de l'élément.

2. Présentation du modèle expérimental et de l'essai

Pour determiner le modèle expérimental, on a choisi le prototype d'une diaphragme transversale ayant une suite (une série) de creux (troux) symetriques. C'est la diaphragme d'une habitation à quatre niveaux, realisée par des diaphragmes en béton armé monolithe du type alvéolaire ayant 5,4o m de largeur et h étage = 2,75 m. Pour les creux on a fixé les dimensions habinells des baies de porte.

* I.C.C.P.D.C.-Timişoara
2 rue Traian Lalescu- Timişoara 19oo Roumanie

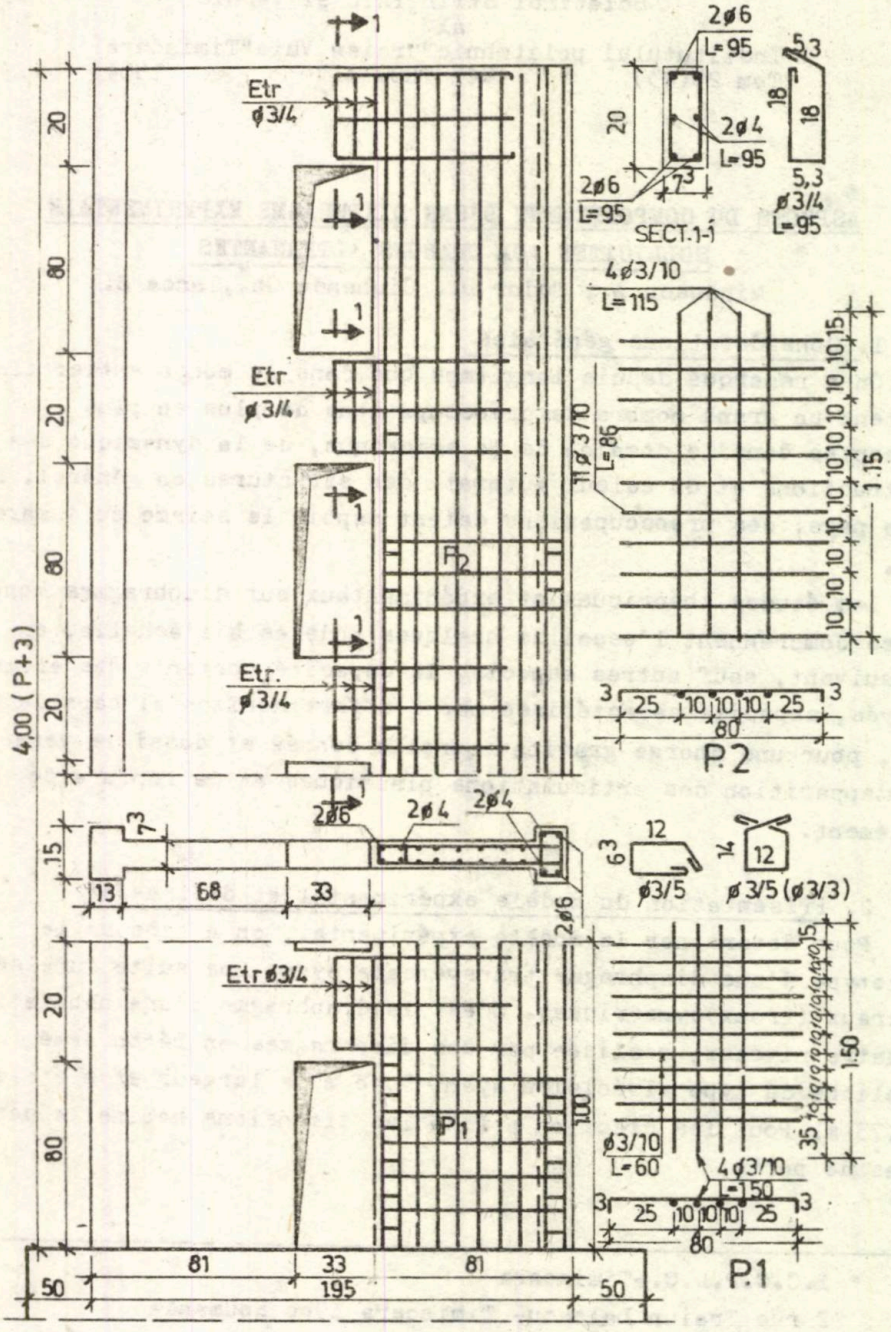


Fig.1. Le modele experimentale

Etant données les caractéristiques géometriques du prototype fixé (établi) et utilisant une échelle de modelage de 1:2,75 on a obtenu comme modèle expérimental une diaphragme à creux moyennes raidie aux bonts par des boulons, ayant les entraits d'accouplement près de la limite de séparation entre les entraits courts (ℓ_o/h_r = 1,65 1,5).

Le modèle est encastré au pied en béton armé.

On a préconisé un modèle en béton B 25o et aux armature en OB 37, à 28 jour depuis le coulage; ainsi on a obtenu un modèle en béton à résistance de R_b = 23o daN/cm^2 détérminée par des essais nondestructifs.

Les charges horizontales alternantes ont été appliquées en cycles, de la diréction N et S, ayant une force horizontale totale résultante à la pointe du cycle, de 12oo daN(N_1) et croissant jusqu'à 96oo daN (N_{13}) effort anquel on a constaté la rupture.

C'est à remarquer que pendant le cycle précedent (N_{12}) on a atteint à la pointe du cycle la force de 114oo daN, force correspondante au palier (B_2 - C_1) de la figure 2.

3. Comportement de l'élément essayé

On présente le comportement de l'élément essayé soumis aux efforts verticales appliqués au centre de gravité des montants et aux charges horizontales alternantes appliquées en cycles.

Pendant les premiers trois cycles (le troisième cycle ayant à la pointe du cycle la force de 345o daN)l'élément a en un comportement quasi -élastique marqué seulement par l'apparition de quelques fissures de fléchissement dans les zones de l'encastrement des quatres d'accouplement.

Pendant le sixième cycle on a constaté des efforts unitaires de coulage dans les armatures tensionnées , Ø 6,des boulons, à 69oo daN(N) et à 6ooo daN (S).

Pendant le septième cycle on a obtenu le coulage de l'armature tensionnée de l'entrait trois, à 795o daN.

Dans le huitième cycle on a remarqué le coulage de l'armature tensionnée de l'entrait 1, à 93oo daN.

Dans le neuvième cycle on a remarqué le coulage de l'armature tensionnée (tendue) de l'entrait 4, à 9ooo daN, tendis que pendant le dixième cycle on a constaté le coulage de l'armature tensionnée de l'entrait 2, à 1o.8oo daN.

Dans le douzième cycle la fissure entre la fondation et le montant s'est fortement élargie en se remarquant en même temps le flambage des armatures comprimées des montants (N 12 à la pointe

du cycle, 11400 daN). Dans le cycle S 12 on peut constater l'issue de l'oeuvre des entraits 1,2 et 3 et de fortes destructions de ces entraits sons forme d'écrasement et de dislocation du béton dans les zones d'encastrement, le cycle étant interrompu à 9900 daN.

Dans le treizième cycle ont apparu de fortes destructions du beton dans les montants de la zone d'encastrement, la rupture du grillage métalique de l'armature de l'âme des montants et le flambage des barres comprimées de l'extremités en calculant que la rupture s'est produite à un effort horizontale de 3600 daN.

4. Le calcul de la capacité portante

Pour faire une comparaison avec la force (l'effort) expérimentale de rupture on détérmine la capacité portante théorique en trois hypothèses :

- le calcul du domaine élastique de la capacité portante conformément à [2].
- le calcul du domaine postélastique en considérant la plastification des entraits d'accouplement
- le calcul du domaine post élastique en considérant tous les entraits d'acceiplement issues de l'oeuvre.

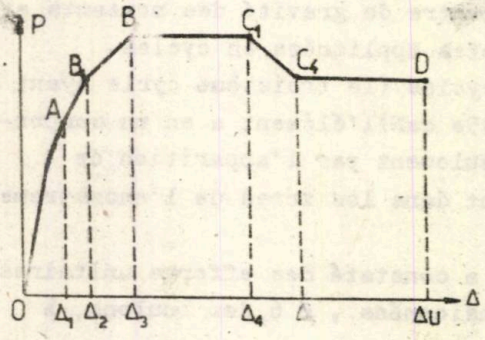


Fig.2. Le diagrame P-Δ

Dans la première hypothèse, le calcul est basé sur les résistances de calcul du béton B 250 à armature OB 37, donc R_c^n= 65 daN/cm^2 et R_a= 2100 daN/cm^2.

Le calcul a été efféctué pour le même sens d'action de l'effort horizontale, mais, la diaphragme étant symétrique, il résulte pour un montant l'extremité à bulbe tendu (B-i.f) tandis que pour l'autre montant l'extrémité à bulbe comprimé (B.C). Pour le calcul on a utilisé les valeurs suivantes :

- pour Bi - φ = 0,78; A_a = 0,82 cm^2 (pour 2Ø6 + 2Ø 4);
  A_t/A_i = 0; p_i = 0,2 %
- pour B.C. φ = 0,9; A_t/A_i = 0,169

- pour le linteaux : ℓ_r= 47 cm; b= 7,3 cm; h_e= 18 cm;
ℓ_o= 33 cm; L= 1,23 m; A_{ar}=o,57 cm^2;

Dans la seconde hypothèse on a supposé tous les entraits plastifiés, mais pas issues de l'oeuvre, correspondant au palier B_2-C_1, de la diaphragme de la figure 2, donc, on considère aussi l'effort axial supplémentaire introduit dans les montants par l'effort tranchant des entraits. Pour les entraits on a considéré les moments de plastification à l'extremités.

Pour les calculs on a utilisé les mêmes valeurs que dans la première hypothèse, mais ayant les résistances déterminées expérimentalment: R_b= 23o daN/cm^2, dans le béton et R_c= 38oo daN/cm^2 pour l'armature.

Dans la troixième hypothèse on a considéré les entraits, issues de l'oeuvre, le palier C_4-D de la figure 2, en négligeant l'effort axial supplémentaire Δ N, dans les montants. On a utilisé les mêmes valeurs de résistance que dans le seconde hypothèse.

Les calculs sons présentés dans le tableau 1, la dernière colonne comprenant les moments capables des montants M_m^c.

Les moments capables calculés pour les armatures de la zone d'âme afférente aux montants, aussi que les moments capables de la diaphragme entière sont présentés dans le tableau 2.

La détérmination des moments capables

Tableau 1

Hypothèse	Sens de l'essai	Entraits d'accouplement $\xi = \frac{A_a R_s}{bh_o R_c}$	$M_r = bh_o^2 R_c \cdot \xi(1-\frac{\xi}{2})$ daNm	$T_r = M_r/o,5\ell_r$ daN	Montants $n = \frac{N \pm T_r}{bh\varphi R_c}$	$\alpha = \frac{A_a R_a}{bh\varphi R_c}$	m	M_m^c daNm
I	$\frac{BI}{BC}$	o,14	2oo,2	34o7	o,22	o,oo57	o,13	3648
					o,39	o,oo5	o,24	6234
II	$\frac{BI}{BC}$	o,o7	367,5	6255	o,o35	o,oo29	o,o8	7365
					o,13	o,oo25	o,13	12398
III	$\frac{BI}{BC}$	-	-	-	o,o94	o,oo29	o,o9	8224
					o,o8	o,oo25	o,11	1o415

Il y résultant les efforts horizontals capables dans les trois hypothèses présentées:

$$S = \frac{M_c + o,o \sum \frac{M_r \cdot L}{\ell_o}}{2/3\ H} \qquad (1)$$

De la seconde hypothèse on a négligé le coefficient o,8 en considerant tous les linteaux plastifiés, tandis que dans la troisième hypothése le terme correspondant aux entraits d'accouplement n'apparaît pas.

La détérmination de l'effort capable

Tableau 2

Hypothèse	M_c^i daNm	M_c daNm	S daN
I	388	1o658	4868
II	7o2	21167	9942
III	7o2	2oo43	7478

Dans le tableau trois on a comparé les valeurs expérimentales avec celles théoriques:

-l'hypothèse I avec l'effort horizontal de rupture(N 13)

-l'hypothèse II avec la valeur correspondante au cycle N 12 avant l'issue de l'oeuvre des linteaux

-l'hypothèse III avec l'effort d'arrachement

Il y résulte la différence,calculée en pour-cent, des valeurs expérimentales vis - à- vis des valeurs théoriques.

Tableau 3

Comparaison des valeurs théoriques avec celles expérimentalles

Force horizontale expérimental S_{exp} daN		Force horizontale théorique					
		S_I daN	$\frac{S_I}{S_{exp}}$.1oo %	S_{II} daN	$\frac{S_{II}}{S_{exp}}$.1oo %	S_{III} daN	$\frac{S_{III}}{S_{exp}}$.1oo %
(N12)	114oo	-	-	9942	87,2	-	-
(N13)	96oo	4868	5o,7	-	-	7478	77,9

5. Détérmination de la zone de plastification des montants

Pour détérminer la longueur de l'articulation plastique, les travaux de spécialitédonnent une série d'expressien analytiques:

- conformément aux instructions [2])

$$\ell_p = o,4\ h + o,o5\ H \qquad (2)$$

où h est la hauteur de la séction transversalle de la diaphragme et H est la hauteur totale dé la diaphragme

- d'après Mattock (3)

$$\ell_p = o,5\ d + o,o5\ z \qquad (3)$$

où d est la hauteur de la section transversalle de la diaphragme et z, la distance entre la séction critique et le point d'inflexion ;

- d'apres Sawyer (4)

$$\ell_p = e,25d + e,75\ z \qquad (4)$$

où d et z ont les mêmes significations que pour (3).

L'essai expérimentale a mis en evidence le fait que la rotation plastique des montants ne s'épuise (pas) totalement (en exclusivité) dans la séction critique de la base (du pied) mais elle s'allonge (s'étend) sur une longueur limitée.

On a détérmine cette longueur, pour le modéle expérimentale, conformément aux déplacements des pointes des montants et aux courbures plastiques au fluage et à (la) rupture(calculés à l'aide des deformations spécifiques des armatures tensionées cet comprimées par les deux montants).

Les valeurs expérimentales et celles théoriques détérminées par les relations (2),(3),(4), sont présentées dans le tableau 4.

Il est difficile à faire une comparaisson expériment - calcul, sur un seul élément car il existent des différences sensibles entre les formules théoriques. On constate, pourtant, une concordance satisfaisante concernant la valeur moyenne ℓ_p= 5oo-225 mm.

Longeur de la zone plastique — Tableau 4

Montant	Longeur de la zone plastique Expériment	Calculée par la relation 2	3	4
N	471	524	6o5	5o2,5
S	444,35	524	6o5	5o2,5

6. Conclusions

Concérnant la capacité portante, constatée à la suite de l'élément expéimentale, on remarque une cession par dépassement de la capacité portante de la compréssion excentrée. L'apparirion des fissures et des articulations plastiques dans les entraits se produit avant celles des plastiques dans les entraits se produit avant celles des montants, des fléchissements, en respéctants les principes de construction conformément à [2] . La capacitéportante calculé à l'aide du moment capable duquel il résulte l'effort horizontal capable, donne de resultats rapprochés aux valeurs expérimentales, la force théorique représentant 77 ... 87 % des valeurs expérimentales, dans les conditions de l'utilisation de la resistance efféctive du béton à la

compression.

La longeur de la zone plastique du montant tensioné (N) est plus grande que celle correspondante au montant comprimé (S).Les valeurs expérimentales, détérminées à la suite des déplacements et des efforts unitaires de l'armature présentant une concordance assez bonne avec les valeurs théoriques. La longueur de la zone plastique, caractérisée par l'état de fissuration, on des dégradations evidentes du, béton et de l'adhérence. béton- armature s' étend sur la même zone sur une longueur $\ell_p=(0,10...0,15)H$.

BIBLIOGRAFIE

1. Agent R., Postelnicu T., Calculul structurilor cu diafragme din beton armat, Editura Tehnică, Bucureşti, 1983.
2. Barbaiani M., Dumitrescu D., Agent R., Postelnicu T.,Constantinescu D., Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea construcţiilor cu structura din diafragme de beton (P.85-82), Buletinul Construcţiilor nr. 6/1982.
3. Mattock A.H., Discussion of Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams, Journal of Structural Division, vol.93,1967.
4. Sawyer H.A., Design of Concrete Frames for Two Failure States, Proceedings of ASCE - ACI, Miami, 1964.

Primită la redacţie la 7 martie 1984

ASPECTE ALE COMPORTARII UNEI DIAFRAGME EXPERIMENTALE SOLICITATE LA SARCINI ORIZONTALE ALTERNANTE

Rezumat

In lucrare se analizează aspecte ale capacităţii portante şi ale dezvoltării zonei de plastifiere a montanţilor, determinate experimental pe un model de diafragmă cu goluri mijlocii. Valorile experimentale se compară cu valori teoretice calculate după normele naţionale sau din literatura de specialitate.

Se constată o comportare bună a elementelor experimentale, în comparaţie cu valorile teoretice calculate. Se remarcă valori ale forţei de rupere mai mari decît cele teoretice, ceea ce constituie o rezervă considerabilă de capacitate portantă.

Lungimea zonei plastice se înscrie în domeniul valorilor teoretice determinate cu relaţii din literatură sau cele prevăzute în [2].

Rezultatele obţinute pot contribui la îmbunătăţirea normelor de calcul şi alcătuire a structurilor cu diafragme.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCTII 1984

ETUDE EXPERIMENTALE SUR L'ANALYSE DU DOMAINE POST-ELASTIQUE ET DE CELUI DE LA DUCTILITE D'ELEMENT AU CAS DES POTEAUX EN BETON ARME A SECTION CARREE ET SOLLICITES A LA COMPRESSION EXCENTRIQUE OBLIQUE ET SOUMIS AUX CHARGES ALTERNANTES

Filimon I., Deutsch I., Jiva C., Irhaşiu A.

1. Aspects généraux

L'analyse du domaine post-élastique des poteaux essayés a été menée par détermination expérimentale de la ductilité capable d'élément, en tant que rapport des déplacements (flèches) à la rupture et de ceux correspondant à la limite élastique d'entrée en fluage de l'armature tensionnée de la façon présentée en détail dans les travaux [1], [2], [3].

L'ouvrage a comme but la présentation d'une étude expérimentale sur l'analyse du domaine post-élastique et de la ductilité capable d'élément des poteaux en béton armé soumis à la compression excentrique oblique à section carrée sollicités aux charges alternantes de type sismique (en régime statique) avec ou sans effets importants de la force de cisaillement pour les structures en cadres de béton armé.

2. L'effet du confinement sur le domaine post-élastique

Un problème particulièrement important influent sur les propriétés de la ductilité de la section transversale est lié à ce que le confinement peut exercer comme conséquence par armatures transversales (étriers plus denses) sur le comportement de la zone comprimée du béton, dans le domaine post-élastique.

Dans les zones comprimées des éléments en béton armé soumis

à la flexion ou à la compression excentrique droite ou oblique, les étriers forment une frette (confinement) du béton en s'opposant à sa déformation transversale. Ainsi, on obtient d'une part, une élévation de la capacité portante du béton à la compression, équivalant à une majoration de la résistance de calcul du R_c (monoaxiale) à une valeur R_c^* (triaxiale), et d'autre part, un développement de la déformation limite spécifique de la valeur $\bar{\varepsilon}_b$ à une valeur $\bar{\varepsilon}_b^*$.

Par conséquence, la courbe caractéristique du béton se modifie: fig.1[1].

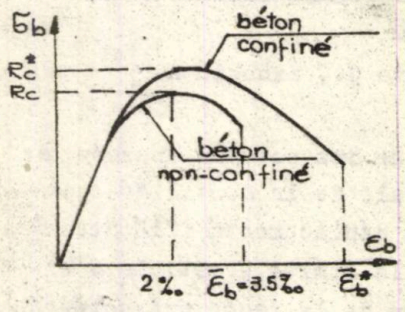


Fig.1. Courbe caractéristique du béton

Dans la figure 1 on observe que:
- l'effet du confinement se manifeste seulement dans la proximité du stade de la rupture du béton, de façon que la courbe caractéristique du béton reste pratiquement la même, comme pour le béton non-confiné;
- l'augmentation de la résistance de calcul de la valeur R_c à la valeur R_c^* est moins marquée que celle de la déformation spécifique limite de la valeur $\bar{\varepsilon}_b$ à la valeur $\bar{\varepsilon}_b^*$, dans le confinement par étriers a un effet favorable, plus important sur l'amélioration de la ductilité du béton contraint.
- la branche descendante de la courbe caractéristique [1] est plus accentuée dans le cas du béton confiné.

Le mécanisme du confinement est présenté dans les travaux [1] et [3].

Le facteur principal qui conditionne l'effet favorable du confinement est le pourcentage de l'armature transversale réalisée par les étriers (p_e). D'autres facteurs qui influencent sur l'effet du confinement sont: la résistance de coulement des étriers (Ra_e); l'écart entre les étriers (a_e); les écarts entre les armatures longitudinales et la quantité d'armature longitudinale.

La nécessité d'un confinement efficace des bouts des poteaux est particulièrement importante pour en assurer un comportement ductile en considérant que la ductilité des sections des poteaux est conditionnée par l'acroissement de la déformation spécifique limite $\bar{\varepsilon}_b^*$.

3. Etude expérimentale

3.1. Le programme expérimental

Les études expérimentales visent à apporter quelques précisions supplémentaires aux données existantes pour le calcul et la constitution des éléments en béton armé dans les régions sismiques en meilleures conditions d'économie et de sécurité.

Le programme expérimental a été constitué par six poteaux en béton armé, à section carrée, sollicités en alternance, en régime statique avec ou sans action prédominante de la force de cisaillement [3]. Les dimensions de la section transversale et le mode de constitution sont présentés dans la fig. 2.

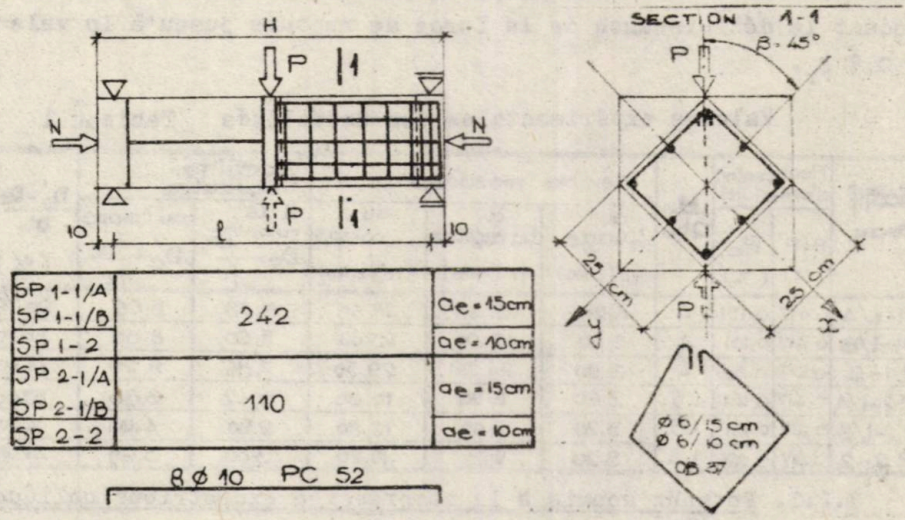


Fig.2. Mode de constitution

Les éléments ont été projetés en béton armé B 300, à armature longitudinale de PC 52 et les étriers en acier-béton OB 37.

Les poteaux ont été essayés à une force axiale gravitationnelle constante $N = 0{,}45 A_b R_c$ et une force horizontale alternante croissante jusqu'à la rupture en cycley (fig.2).

On a réalisé la compression excentrique oblique par application de la force transversale oblique sur la section transversale. On a considéré l'angle entre la ligne de la force transversale et les principaux axes d'inertie, $\beta = 45^\circ$ (fig.2).

Dans le cadre du programme expérimental on a étudié l'influence des paramètres suivants sur la ductilité d'élément (D_e):

- l'influence de la force axiale gravitationnelle;
- l'influence du pourcentage de l'armature longitudinale(p%);
- l'influence du confinement, autrement dit, du pourcentage

de l'armature transversale des étriers (p_e %);

- la sveltesse à cisaillement par le rapport M/Qh_o.

Pour déterminer la ductilité capable d'élément, on a envisagé la courbe d'enroulement de la cyclogramme de charge-décharge de manière que le comportement de l'élément soit proche de celui réel du séisme.

3.2. Les résultats des essais

A base des mesures expérimentales présentées dans la tab. 1 on a déterminé les valeurs de la ductilité capable d'élément des poteaux essayés à charge appropriée de la rupture des éléments et au niveau correspondant au fléchissement par colaps, en envisageant aussi les déformations pseudoplastiques qui surviennent pendant la décroissance de la force de rupture jusqu'à la valeur de 0,7 P_r.

Valeurs expérimentales des ductilités Tableau 1

Indicatif poteau	Pourcentaje d'armature		$\frac{M}{Qh_o}$	Flèche mesurée			Ductilité, calculée		$\frac{D'_e - D_e}{D'_e} \cdot 100$
	$P=P'$ (%)	P_e (%)		au fluage f_c(mm)	à la rupture f_r(mm)	au colaps f_{rc}(mm)	à la rupture $D_e = \frac{f_r}{f_c}$	au colaps $D'_e = \frac{f_{rc}}{f_c}$	(%)
SP1-1/A	0.417	0.151	4	4.20	22.20	28.00	5.28	6.66	20.72
SP1-1/B	0.417	0.151	4	3.20	18.00	25.60	5.60	8.00	30.00
SP 1-2	0.417	0.226	4	3.20	24.20	29.50	7.86	9.20	14.60
SP2-1/A	0.417	0.151	1.5	2.60	6.30	10.00	2.42	3.80	37.00
SP2-1/B	0.417	0.151	1.5	3.20	9.00	12.80	2.90	4.00	30.00
SP 2-2	0.417	0.226	1.5	3.20	9.60	18.20	3.00	5.68	47.18

3.2.1. Poteaux soumis à la compression excentrique oblique aux effets prédominants du moment fléchissant (les poteaux SP 1-1/A ; SP 1-1/B si SP 1-2)

Dans le tableau 1 on peut constater que les ductilités capables d'élément à la rupture ont été assez réduites pour les poteaux soumis aux charges alternantes (en régime statique) aux effets prédominants du moment fléchissant et chargés axialement d'une force gravitationnelle constante. Les valeurs ont varié entre 5,28 et 5,60 pour les poteaux à armature transversale avec des étriers Ø6-15 cm en OB 37 et valeurs de 7,86 pour ceux à arture transversale avec des étriers Ø 6-10 cm, tandis qu'à colaps la ductilité a varié entre 6,66 et 8 pour le premier cas et 9,2 dans le second.

On constate une augmentation de la ductilité capable d'élément par le serrement des étriers de 15 cm distance à 10 cm, donc de moyenne de 28 % et au colaps de 20 %.

Il résulte des études expérimentales effectuées que pour obtenir une structure ayant un comportement approprié pendant un séisme, dans le cas où le moment fléchissant est prédominant sur le poteau (cas extrême en pratique) et le facteur de compression est assez grand $n = N/A_bR_c = 0,45$ -(cas extrême en pratique, car on recommande généralement $\leq 0,20$) - le serrement des étriers à l'extrémité des poteaux à distance de 10 cm sur une partie à l'extrémité supérieure du poteau à H/8, et à l'extrémité intérieure du poteau sur une partie de H/6 au minimum, sur le deux parties du poteau de 60 cm, est absolument nécesaire.

3.2.2. Poteaux soumis à la compression excentrique oblique aux effets prédominants de la force tranchante (les poteaux SP 2-1/A; SP 2-1/B et SP 2-2).

Lorsque l'effet de la force tranchante est important, et la force axiale est relativement grande, (dans le cas des charges $N = 0,45\ A_bR_c$), la ductilité capable d'élément se réduit. Ce phénomène a été mis en évidence à l'aide des essais expérimentaux.

Dans le programme ci présent on a étudié un cas plus sérieux quand la sveltese à la coupure a été égale, à la limite à $M/Qh_6 = 1,5$ et grand facteur de compression, cas rare en pratique. Le but a été de détérminer la ductilité capabile d'élément minimale.

De la tab.1 résulte que, pendant ces situations la rupture des éléments s'est produite d'une manière plus caissonnée que pour les éléments à moment fléchissant prédominant.

4. Conclusions

Des essais expérimentaux effectués résultent les conclusions suivantes :

a) La valeur de la sveltesse au cisaillement caractérisée par le rapport M/Qh_o qui baisse sous la valeur de 4 pour les éléments auxquels le facteur de compression est assez grand (augmenté) ($n = 0,45$) réduit sensiblement la ductilité capable d'élément jusqu'a 3,8-4.oo, valeurs obtenues pour des poteaux en béton de marque B 300.

b) La valeur du pourcentage d'armature transversale des étriers a une grande influence sur la ductilité capable d'élément des poteaux par l'action du confinement du béton particulièrement dans le domain postélastique. C'est pourquoi on récommande le serrement des étriers à lo cm de distance au bout du poteau pour améliorer les caractéristiques de ductilité des

poteaux, surtout pour les structures des zones sismiques, au degré de sismicité ≥ 7.

c) L'augmentation du pourcentage de ferraillage longitudinal au delà des valeurs optimales surtout si le ferraillage se fait en PC 52 ou in PC 60, conduit à des valeurs de la ductilité capable d'élément plus réduites, c'est pourquoi on recommande l'utilisation du pourcentage optimal même pour les poteaux à moment fléchissant prédominant.

d) La ductilité capable d'élément diminue en même temps que la force axiale gravitationnelle augmente, c'est pourquoi en pratique on recommande de composer la structure de telle manière que le facteur de compression soit $n = N/A_b R_c < 0,2$ réalisable par l'utilisation des éléments de toiture et de planchers plus légers pour maintenir une ductilité capable d'élément suppérieure à 8 aux poteaux.

BIBLIOGRAPHIE

[1.] Park R., Paulay T. ; Reinforced Concrete Structures. Interesciens Publication John Wiley a Sons New York-London-Sydney-Toronto, 1975.

[2.] Filimon I., Deutsch I., Jiva C., Irhaşiu A., Izvercianu M.,; Studiu teoretic şi experimental privind ductilitatea stîlpilor pentru hale industriale. A XI-a Conferinţă de Betoane, vol.I, Timişoara, 28-30 octombrie 1982.

[3.] x x x Referat cu concluzii : Studiu privind ductilitatea elementelor liniare de beton armat la încărcări alternante de tip seism. Stîlpi cu secţiune patrată solicitaţi la compresiune excentrică oblică cu şi fără efecte ale forţei tăietoare. Faza III 1983. Contract nr. 871/1981. Act adiţional nr.2/1983. Poz. plan BXVII.81/1983. Beneficiar ICCPDC Bucureşti.

[4.] Mark F.,;Handbook of Concrete Engineering. Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1974.

Primită la redacţie la 18.02.1984

STUDIU EXPERIMENTAL PRIVIND ANALIZA DOMENIULUI POST-ELASTIC SI A DUCTILITATII DE ELEMENT LA STILPII DE BETON ARMAT SOLICITATI LA COMPRESIUNE EXCENTRICA OBLICA DE SECTIUNE PATRATA SUPUSI LA INCARCARI ALTERNANTE

Rezumat

In lucrare se prezintă un studiu experimental privind analiza domeniului post-elastic şi a ductilităţii de element la stîlpi de beton armat de secţiune patrată solicitaţi la compresiune excentrică oblică supuşi la încărcări alternante de tip seism cu şi fără efecte importante ale forţei tăietoare.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCTII 1984

THEORETISCHE UND EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN VON BALKEN AUS TEILWEISE VORGESPANNTEM BETON IM GEBRAUCHSZUSTAND

Filimon I., Deutsch I., Friedrich R., Clipii T., Tudor Agneta
Florea Aurora, Iovan Simina, Marcu Constanţa *)

1. Einführung

Bei voller Vorspannung sollten unter der vollen Gebrauchslast alle Querschnitte ausschliesslich auf Druck beansprucht sein. Dies kann leider nicht verwirklicht werden; auch wäre es nicht wirtschaftlich dies zu fordern da die volle Gebrauchslast selten auftritt. Um das Anwachsen der Balkendurchbiegung infolge des Betonkriechens unter der grossen Vorspannkraft auszugleichen muss eine entsprechende entgegengesetzte Verformung gesichert werden.

Einige dieser Unzulänglichkeiten können teilweise durch die Reduzierung der Vorspannkraft, indem weniger Spannbewehrung verwendet wird, ausgeschaltet werden. So kommt es zur teilweisen Vorspannung, die in zwei Varianten verwirklicht werden kann : als begrenzte Vorspannung bzw. als moderierte Vorspannung. Im ersten Fall kann neben der Spannbewehrung eine schlaffe, passive Bewehrung vorgesehen werden, die den Gebrauchs - und Bruchzustand wenig beeinflusst. Im zweiten Fall ist die zusätzliche schlaffe Bewehrung immer vorhanden und beeinflusst entscheidend das Verhalten der Bauteile.

Der Übergang von der vollen zur teilweisen Vorspannung verlangt die Lösung neuer Probleme wie : Festlegung der Lage der schlaffen Bewehrung, Bestimmung des Rissabstands und der Rissweite,

---

*) ICCPDC-Filiala Timişoara
str. T. Lalescu 2
1900 Timişoara-Rumänien

Änderung der Rissweite im Intervall Langzeitlast-volle Gebrauchslast.

Der Vorspanngrad kann als Verhältnis zwischen der Tragkraft der vorgespannten Bewehrung N_p und der Tragkraft der gesamten Bewehrung N_p+N_a :

$$\lambda = N_p/(N_p+N_a)$$

gekennzeichnet werden. Die meisten dem Bukarester FIP-Symposium eingereichten Mitteilungen akzeptieren aber als Vorspanngrad des Verhältnis zwischen dem Druckentlastungsmoment M_d und dem Biegemoment unter voller Gebrauchslast M_e :

$$k = M_d/M_e$$

Als Hauptvorteil der teilweisen Vorspannung kann die Reduzierung des Spannstahlverbrauchs wie auch des gesamten Stahlverbrauchs (Bild 1) erwähnt werden [2], [7], [8], [9].

2. Einflüsse auf die Rissweite

Von den Faktoren die die Rissweite bestimmen sind die wichtigsten : der Rissabstand λ_f, die Spannungsänderung $\Delta\sigma_p$ im Spannstahl, der Prozentsatz der vorgespannten und schlaffen Bewehrung.

Die Rissweite α_f ist der Spannungsänderung $\Delta\sigma_p$ proportional, Bild 2 [7]. Je kleiner der Vorspanngrad, desto grösser ist $\Delta\sigma_p$, Bild 3 [2]; gleichzeitig wächst aber auch der Anteil der schlaffen Bewehrung und so wird die Rissweite reduziert, Bild 4 [11] . Andererseits vermindert sich mit dem Vorspanngrad auch der Rissabstand, Bild 5 [7].

Die Spannungsänderung $\Delta\sigma_p$ hängt auch von der Mitwirkung des zwischen den Rissen befindlichen gezogenen Betons ab, die vom Faktor Ψ beschrieben wird.

Für unvollständige Vorspannung mit Verbund wurden folgende Ausdrücke bestimmt [14]:

$$\Psi = 1{,}0 - 0{,}9\,\sigma_{po}/R_p^n \cdot M_f/M_e \;;$$

σ_{po} ist die Kontrollspannung [16], R_p^n - die normierte Festigkeit des Spannstahls und M_f - das Rissmoment.

$$\beta_f = 0{,}4 + 30\mu/d \;;$$

β_f ist ein Koeffizient zur Bestimmung des Rissabstands [16], μ - der Bewehrungskoeffizient und d - der Stabdurchmesser.

3. Experimentelle Untersuchungen zum Verhalten von Balken aus teilweise vorgespanntem Beton

Die vorgespannte Bewehrung bestand aus gebündelten Drähten des

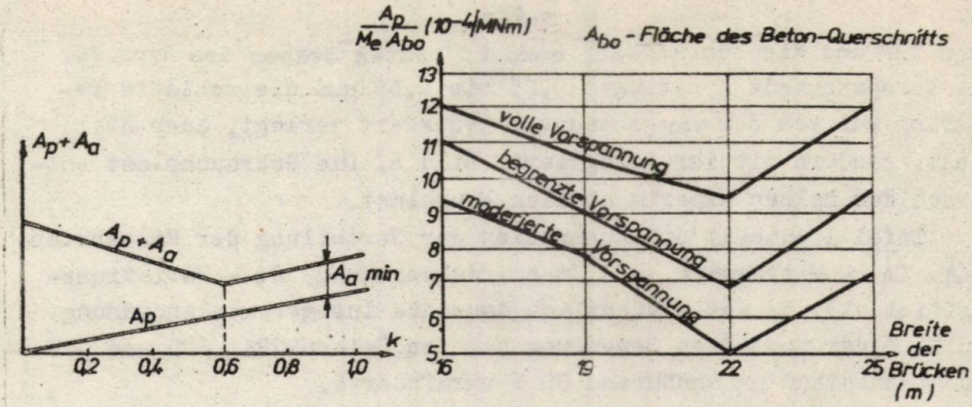


Bild.1. Abhängigkeit des Stahlverbrauchs vom Vorspanngrad.

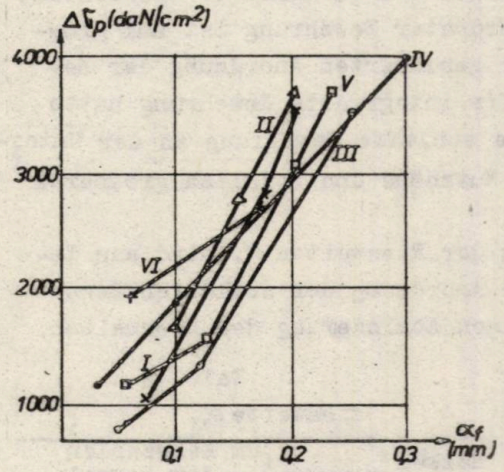


Bild.2. Beziehung zwischen α_f und $\Delta\sigma_p$

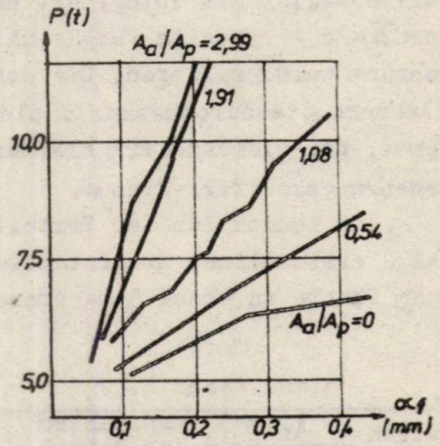


Bild.4. Einfluss des Verhältnisses A_p/A_a auf α_f

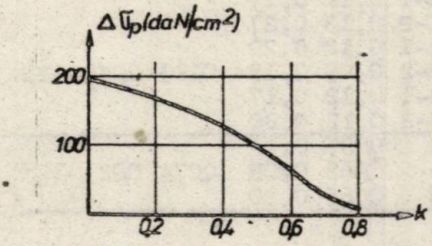


Bild.3. Abhängigkeit $\Delta\sigma_p$-k

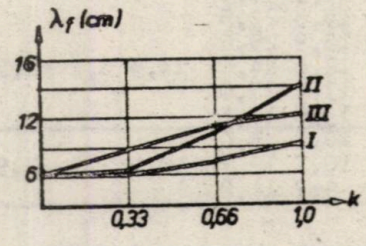


Bild.5. Abhängigkeit λ_f-k

Typs TBP und die schlaff-aus warmverformten Stäben des Typs PC. Die Vorspanngrade k betrugen 0,25 bis 0,58 und die schlaffe Bewehrung war von der vorgespannten gesondert verlegt, oder aber nicht, sondern mit ihr integriert, Bild 6. Die Gebrauchslast entsprach der halben experimentellen Bruchlast.

Tafel 1 enthält die Kennzahlen der Verteilung der Rissabstände λ_f ($\bar{\lambda}_f$ - Mitteewert, s - Standardabweichung, C_v - Variationskoeffizient). Es ist ersichtlich dass die integrierte Anordnung von 20 % der schlaffen Bewehrung bei den Balken GP4, GP5 und GP6, den Rissabstand um annährend 30 % verminderte.

Experimentall wurde festgestellt dass sich bei kleinerem Vorspanngrad k der Rissabstand vermindert (Bild 7). Einen grossen Einfluss auf den Rissabstand hat die Summe $\Sigma\mu/d$, die beide Bewehrungsarten berücksichtigt (Bild 8). Der verminderte Rissabstand bei Bauteilen mit integriert angeordneter Bewehrung ist auf grössere $\Sigma\mu/d$ - Werte im Vergleich zur gesonderten Anordnung der Bewehrung zurückzuführen. Die schlaffe integrierte Bewehrung hatte kleinere Stabdurchmesser d als die schlaffe Bewehrung an der Unterkante, bei gleichzeitig kleinerer Nutzhöhe und folglich grösserem Bewehrungskoeffizienten μ.

Die Kennzahlen der Verteilung der Rissweiten α_f sind aus Tafel 2 ersichtlich. Die integrierte Anordnung der schlaffen Bewehrung führte zu erner 50 - prozentigen Abminderung der Rissweiten.

Tafel 1

Rissabstand λ_f

Balken	λ_f (cm) Mittelwert	Max. wert	Kennzahlen der Normalverteilung $\bar{\lambda}_f$ cm	S cm	C_v %
GP 1-1	14,5	30,0			
GP 1-2	15,5	23,5			
GP 2-1	13,9	25,0			
GP 2-2	12,8	24,0	14,5	6,2	42,5
GP 3-1	13,4	27,0			
GP 3-2	13,8	17,5			
GP 4	10,1	15,0			
GP 5	10,7	19,7	10,2	3,9	37,9
GP 6	9,7	14,0			

Tafel 2

Rissweite α_f

Balken	α_f cm Mittelwert	Max. wert	Kennzahlen der Normalverteilung $\bar{\alpha}_f$ mm	S mm	C_v %
GP 1-1	0,11	0,17			
GP 1-2	0,13	0,27			
GP 2-1	0,10	0,20			
GP 2-2	0,09	0,19	0,113	0,048	42,1
GP 3-1	0,12	0,17			
GP 3-2	0,12	0,20			
GP 4	0,095	0,14			
GP 5	0,062	0,08	0,074	0,023	31,5
GP 6	0,065	0,10			

Die Versuche ergaben dass zwischen der Rissweite und dem Vorspanngrad eine lincare Beziehung besteht (Bild 9).

Die Balken GP 4, GP 5 und GP 6 wurden fünf Belastungszyklen im Intervall Langzeitlast - volle Gebrauchslast unterworfen, um das Riss[illegible] erhalten zu untersuchen. Folgendes konnte festgestellt werden:

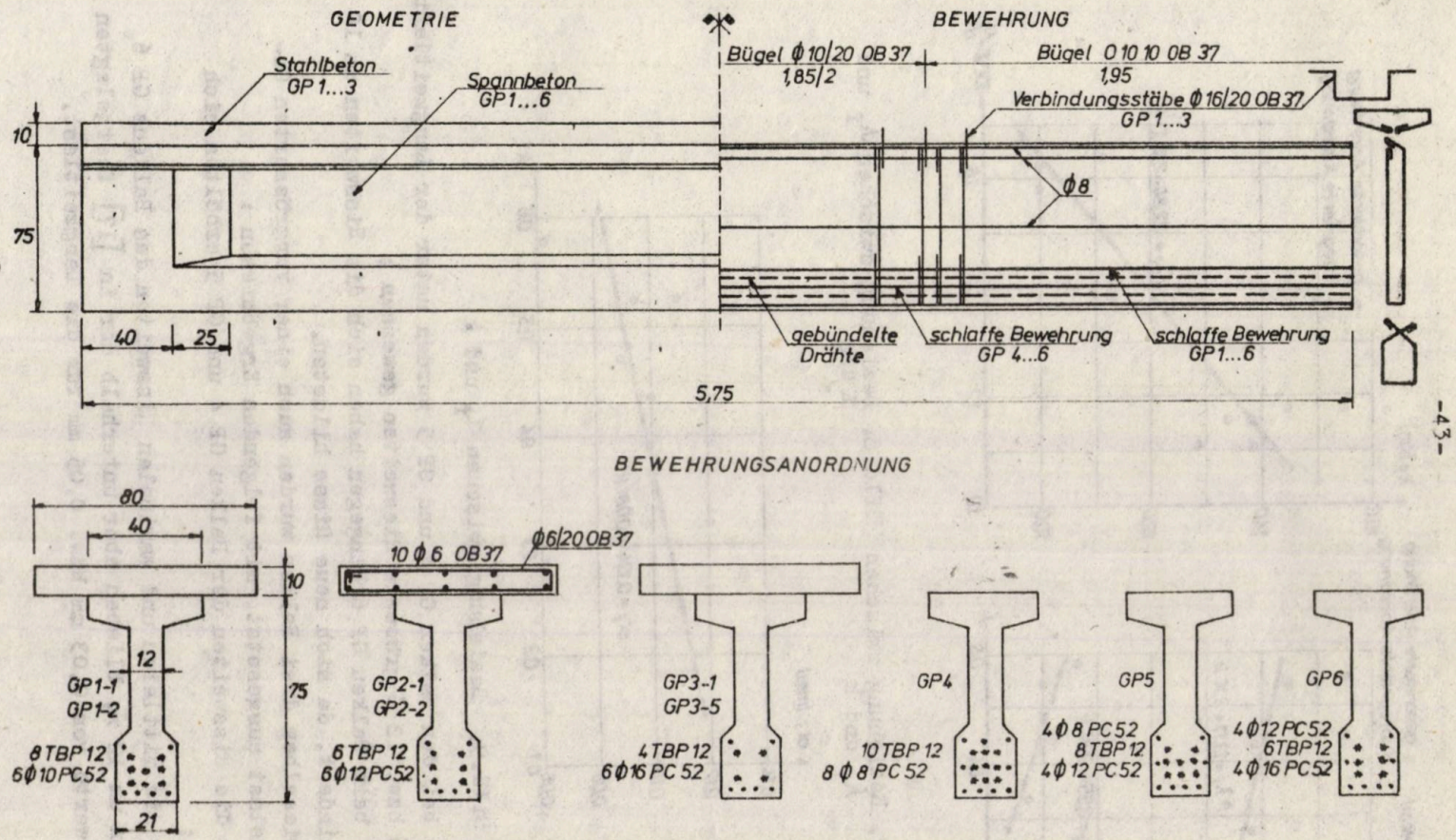


Bild.6. Versuchsbalken

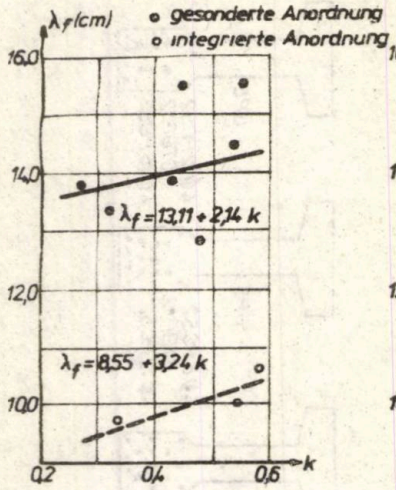


Bild.7. Beziehung zwischen λ_f und k

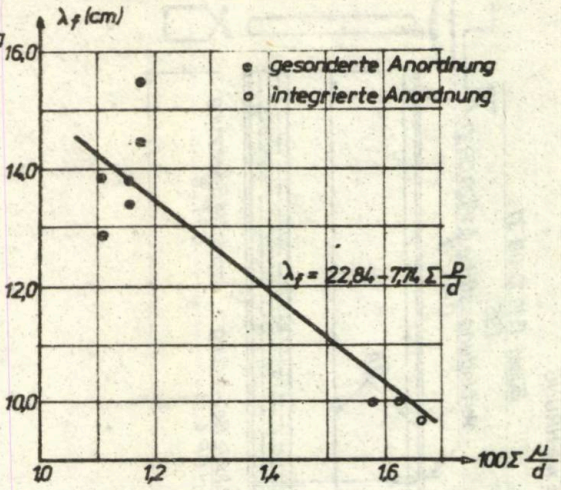


Bild.8. Beziehung zwischen λ_f und $\Sigma\mu/d$

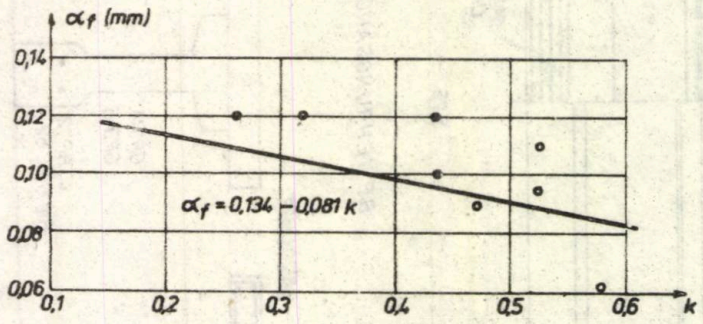


Bild.9. Beziehung zwischen α_f und k

- bei den Balken GP 4 und GP 5 wurden unter der Langzeitlast um 5 % bzw. 12 % grössere Rissweiten gewessen ;

- beim Balken GP 6 hingegen haben sich die Rissweiten um 10 % vermindert, da sich neue Risse bildeten.

Dieselbem drei Balken wurden auch einer vergrösserten Gebrauchslast ausgesetzt, mit folgenden Ergebnissen :

- die Rissweiten der Balken GP 4 und GP 5 erhölten sich nicht ;

- die mittleren und maximalen Rissweiten des Balkens GP 6 wuchsen um 12 %, blieben aber unterhalb der in [17] festgelegten Höchstwerte von 0,03 mm bzw. 0,05 mm für die Langzeitlast.

4. Formeln für die Berchnung des Rissabstands und da Rissweite

Für die Bestimmung des Rissabstands λ_f wird folgende Beziehung vorgeschlagen :

$$\lambda_f = \beta_f A_{bi}/u,$$

wobei A_{bi} die effektive Einbettungsfläche nach [18] ist und u - der Umfang der gesamten Bewehrung (vorgespannt und schlaff). Der Koeffizient β_f wurde aufgrund der statistischen Auswertung der Versuchsdaten bestimmt :

$$\beta_f = \begin{cases} 1,42+2,00\Sigma\mu/d & \text{für} \quad A_p/A_a \geqslant 1,0 \\ 1,37+1,82\Sigma\mu/d & \text{für} \quad 0,5 \leqslant A_p/A_a < 1,0 \\ 1,28+1,50\Sigma\mu/d & \text{für} \quad 0,3 \leqslant A_p/A_a < 0,5 \end{cases}$$

wobei A_p und A_a die Querschnittsflächen der vorgespannten und schlaffen Bewehrung sind.

Der das Zusammenwirken zwischen Bewehrung und dem Beton der Zugzone kennzeichnende Koeffizient Ψ wurden von einem Vorschlag Nemirowskis ausgehend abgeleitet. Es handelt sich um die Unterstreichung der Abhängigkeit desselben vom Belastungsgrad, ausgedrückt als Verhältnis zwischen dem Druckentlastungsmoment M_d und dem Biegmoment unter der vollen Gebrauchslast M_e. Die statistische Auswertung der Versuchsdaten, sowohl der hier angeführten als auch der in [14] beschriebenen, führte zu der Beziehung :

$$\Psi = 1,4 - 1,25\ M_d/M_e = 1,4 - 1,25\ k.$$

Alle abgeleiteten Beziehungen wurden auch anhand der Ergebnisse von Pinglot-Pons [12] geprüft und als zutreffend gefunden.

LITERATUR

1. Abeles P.W.; Design of partially-prestressed concrete, JACI, No. 10, 1967.

2. Bachman H.; 10 Theses on partial prestressing, FIP Symposia on partial prestressing, Bucureşti, 1980.

3. Brunekreef S.H.; The behaviour of partially prestressed concrete beams loaded in pure bending, Heron, Volume 23, No.1, Delft, 1978.

4. Beeby A.W., Taylor H.P.J.; Cracking in partially prestressed members, VIth International Congress of the FIP, Prague, 1970.

5. Bennett E.W.; Behaviour of partially prestressed concrete with references to the CEB-FIP Model Code, FIP Symposia on partial prestressing, Bucureşti, 1980.

6. Cestelli-Guidi C.; Cemento armato precompresso, Hoepli, Milano, 1976.

7. Dumitrescu D., ş.a. ; Recherches concernant le béton précontraint partiellement en Roumanie, FIP Symposia on partial prestressing, Bucureşti, 1980.

8. Filimon I., ş.a.; Elemente din beton parţial precomprimat folosite în construcţii industriale, A XI-a Conferinţă de Betoane, Timişoara, 1982.

9. Höptner M.; Der Einfluss des Vorspanngrades auf die Materialökonomie Eisenbahnbrückenbau, FIP Symposia on partial prestressing, Bucureşti, 1980.

10. Leonhardt F.; Partial prestressing improves serviceability, FIP Symposia on partial prestressing, Bucureşti, 1980.

11. Okada K., Kobayashi K., Hatamura H.; Effects of supplementary reinforcement on flexural and long-term behaviour in unbonded prestressed concrete beams, FIP Symposia on partial prestressing, Bucureşti, 1980.

12. Pinglot M., Pons; Contribution à l'etude du béton partiellement précontraint, 7e Congrès de la FIP, New York, 1974.

13. Popăescu A.; Probleme ale comportării şi calculului elementelor încovoiate din beton precomprimat cu precomprimare parţială, Teză de doctorat, Bucureşti, 1983.

14. * * *; Influenţa tipului şi distribuţiei armăturii pretensionate asupra rezistenţei la fisurare a elementelor din beton precomprimat. Cercetări experimentale etapa II, contract 4110/72, Referat I.P."T.Vuia", Timişoara 1975.

15. * * *; Noi soluţii teoretice şi experimentale pentru elemente din beton parţial precomprimat folosite în construcţii civile şi industriale. Cercetări experimentale etapa I şi I^1, Contract 870/1981, ICCPDC-Fil.Timişoara, 1981.

16. * * *; STAS 10107/0-76, Construcţii civile şi industriale. Calculul şi alcătuirea elementelor din beton, beton armat şi beton precomprimat, Bucureşti, 1983.

17. * * *; P103-78 - Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea elementelor din beton precomprimat parţial, folosind armături pretensionate şi nepretensionate de rezistenţă, Bucureşti, 1978.

18. * * *; Code-Model CEB-FIP, Bulletin d'Information CEB 124/125-F, Paris, 1978.
Primită la redacţie la 15 februarie 1984.

CERCETARI TEORETICE SI EXPERIMENTALE PRIVIND COMPORTAREA IN EXPLOATARE A ELEMENTELOR INCOVOIATE DIN BETON PARTIAL PRECOMPRIMAT

Rezumat

In lucrare se prezintă o sinteză teoretică a principalilor factori care influenţează deschiderea fisurilor. Pe baza cercetărilor experimentale se prezintă concluzii privind comportarea favorabilă sub încărcările de exploatare a elementelor din beton parţial precomprimat. Sînt prezentate relaţii specifice betonului parţial precomprimat pentru calculul distanţei dintre fisuri, şi a deschiderii fisurilor.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCTII 1984

CONSTRUCTIVE SOLUTIONS OF HORIZONTAL-AXIS WIND POWER STRUCTURES

Munteanu I., Caraba I., Botici Al., Iosip M.

The national wind energy programme initiated in the S.R. Romania several years ago made it necessary for a number of detailed studies and investigations to be carried out on all component parts of small-size and large-size wind power stations.

Designing the supporting structure of an aerogenerator incurs a number of problems that may be grouped as follows :

(a) the choice of the general shape of the supporting column ;this column should not only be highly functional, but it should also combine the advantages of a reasonable steel consumption, minimum cost of materials, minimum expenditure on man power, maintenance etc;

(b) the choice of steel quality corresponding to the given operating conditions ;

(c) manufacture and transportation to site of all subassemblies ; erection should incur minimum technical and financial effort ;

(d) long-term maintenance and protection ;

(e) calculation of loads acting on the structure, computation of static and dynamic stresses and strains, checking of tensions within the structure, vibration periods, stability, behaviour in time of the structure, etc.

Small-size horizontal-axis wind power stations designed for research purposes have a supporting structure consisting of columns with constant cross-section (Fig.1). The structural solutions represented in this figure are recommendable for those cases in which the nacelle axis is not higher than 20 to 22 m. Fig.1 shows nine Fig.1 distinct variants of a supporting column.

Fig.1a is a cylinder made from thick steel plate, with both longitudinal and transversal stiffening. The advantage of this solution lies in its easy manufacture and erection ; steel consumption, however, is less favourable in this variant, which is also more flexible than others. Figs.1,b,c,d, and e present latticed structures with four ($1b_1$, c_1, d_1, d_1, e_1) and three faces, respectively ($1b_2$, c_2, d_2, e_2). Concerning their internal arrangement, these structures are of the Vierendeel type (Fig.1b), with alternating (Fig.1c), K-shaped, (Fig.1d), and cross-shaped diagonals (Fig.1e). From the point of view of steel consumptions, variants $1b_1$, and $1b_2$ are preferable. Variant $1e_1$ and $1e_2$ is slightly stiffer, requires more steel to make and tends to suffer under hoar-frost action.

Two categories of structures were studied for the supporting structures of medium - and large-size aerogenerators at height H, i.e. Fig.2 tower-type structures (Figs.2a,b,c,d,e,f) and structures consisting of piles anchored at only one level, (Fig.2g). 18 different variants of space structures were thus studied altogether.

Tower and pile heights were determined in accordance with the aerodynamic and operating conditions of the aerogenerator.

The supporting towers consist of two distinct parts : the lower part (extending from $\pm$ 0.00 to + 10...15 m), which is either continually opening funnel shape (Fig.2a) or made of four-legged (Fig.2c) or three-legged frames (Fig.2a) ; and the upper part, extending to height H, of constant cross-section. The lower part of the tower, i.e. the part with a continuously variable cross-section, is the shape of a truncated trihedral pyramid (Fig.2b), of a tetrahedral (Fig.2a,f), hexahedral (Fig.$2f_2$) or octahedral pyramid (Fig. $2f_3$), or of a truncated cone (Fig.2d). The upper part is made of trihedral (Fig.2b,e) or tetrahedral latticed structures (Fig.2a,c) and is a cylindrical shell /Fig. 2c,d,e,f/. From the point of view of their internal arrangement, the latticed tower structures are Vierendeel trusses (Fig.$2c_1$, e_1), trusses with alternating diagonals (Figs.$2a_1$,b_1,c_2,e_2), and with K-shaped diagonals (Figs.$2a_2$, b_2, c_3, e_3).

The anchored-pile type structures have a constant cross-section over their whole height ; anchorage variants were studied for four directions (Fig.$2g_1$) and for three directions (Fig.$2g_2$).

For large-size wind power stations, where the wind turbine rotor needs to be at considerable height, tower-type structures (Fig.3) are also of advantage. They are an alternative to pile structures anchored at several levels. The characteristic features of the towers shown in Figs.3a,b are the variable cross-section and a more rational use of material. In these variants, the capable moment diagrams correspond to the effective moment diagrams. As shown in Fig.3, each tower can be manufactured in four distinct variants. Thus tower 3a is easily manufactured, but it requires more steel (greater steel consumption). In tower 3b the flanges are arranged like hyperbolic arches which ensures a continuous variation of the cross-section over the total height of the structure. From the point of view of execution, this variant is rather clumsy.

In calculating the columns, towers and anchored piles, the actions of the following forces were taken into account : loading of the structure due to the aerogenerator aggregate, dead

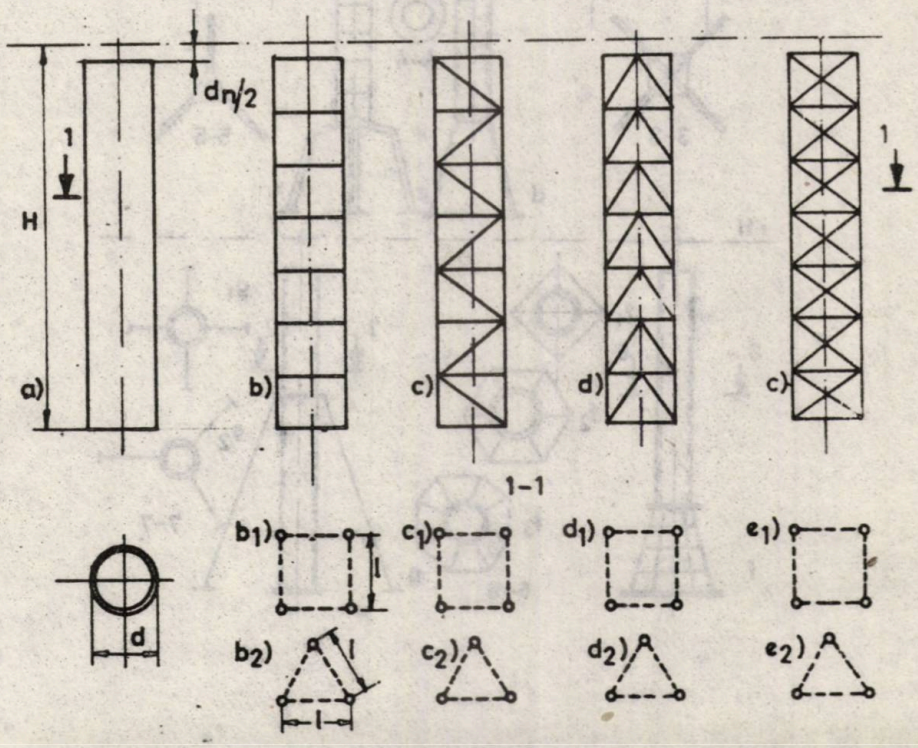


Fig.1. Types of columns.

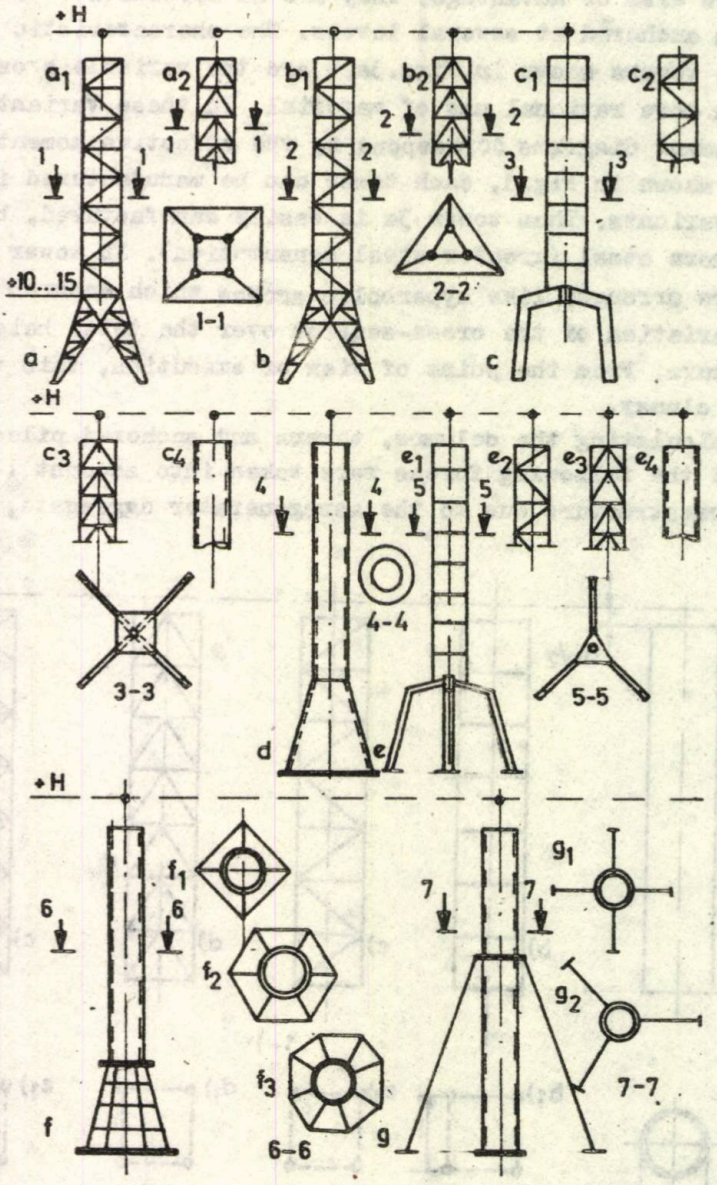
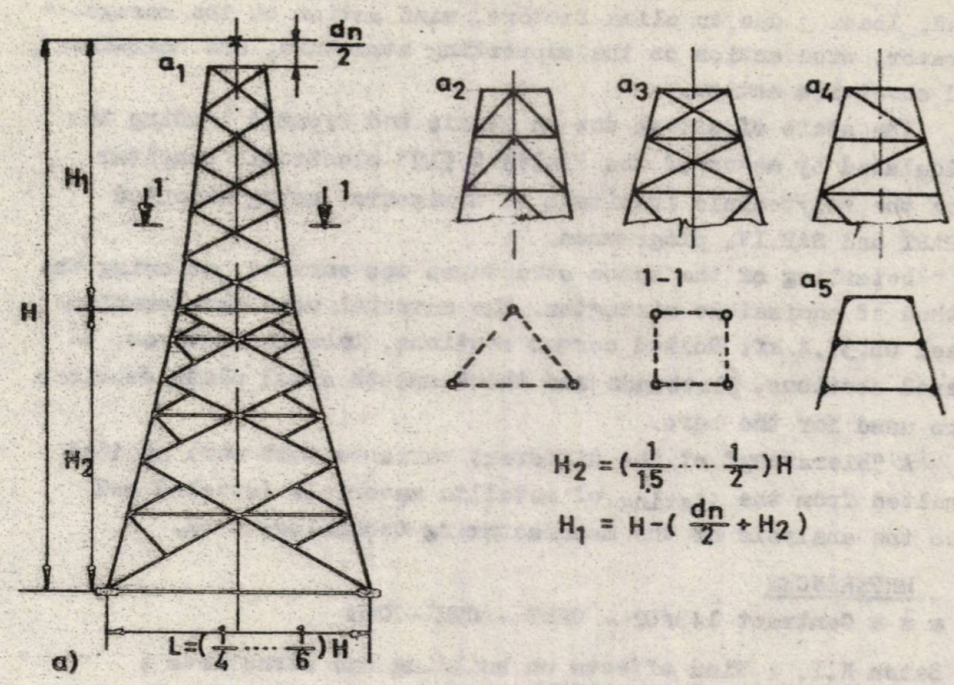


Fig.2. Types of space towers.



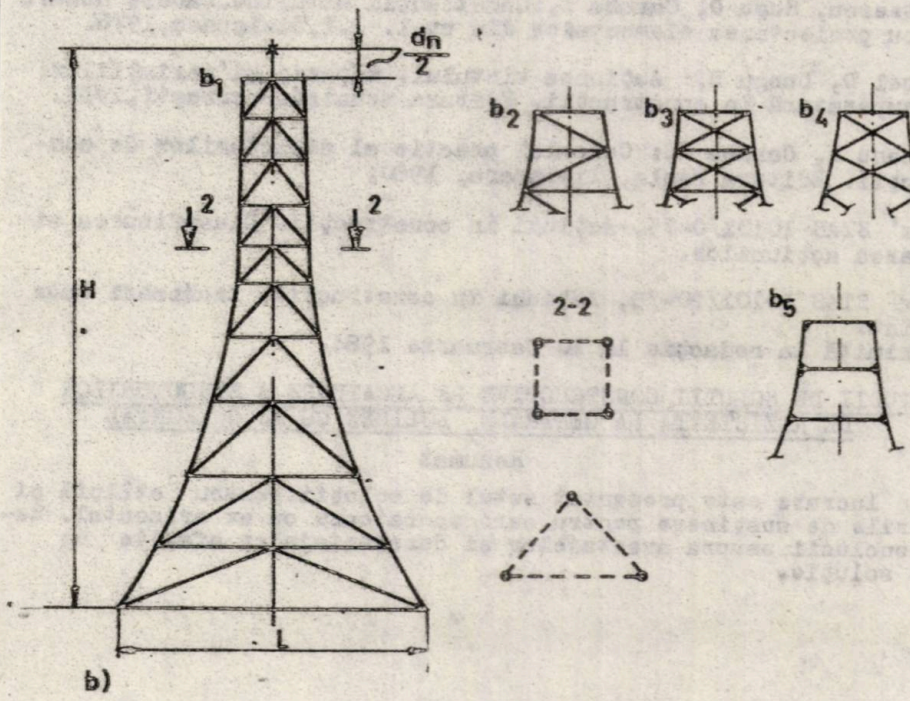


Fig.3. Tower-type structures for large capacity power stations

load, loading due to olima factors, wind action on the aerogenerator, wind action on the supporting structure, and hoar-frost and sheet-ice action.

The state of stress due to static and dynamic loading was calculated by means of the "Felix C 512" electronic computer from the Polytechnic Institute of Timişoara, using oriented SISART and SAP.IV. programmes.

Detailing of the space structures was carried out using the method of admissible strengths. The material used was Romanian steel OL.37.4.kf. Rolled corner sections, tubular sections, U-shaped sections, platbands and thick smooth steel plate sections were used for the bars.

A "hierarchy" of the different variants that were studied resulted from the listing of metallic materials (steels) and from the analysis of the manufacturing technology used.

REFERENCES

1. x x x Contract 143/82 - CNST - CMH - CCM

2. Eaton K.I. ; Wind effects on building and structures ; Cambridge Univ. Press. 1977.

3. D.Mateescu, Roşu D, Caraba I,:Construcţii metalice.Tabele uzuale pentru proiectarea elementelor din oţel. I.P.Timişoara,1976.

4. Ghiocel D, Lungu D,: Acţiunea vîntului, zăpezii şi variaţiilor de temperatură în construcţii. Editura tehnică,Bucureşti,1972.

5. Munteanu I, Caraba I,: Calculul practic al structurilor de construcţii. Editura Facla, Timişoara, 1980.

6. x x x STAS 10101/0-75, Acţiuni în construcţii. Clasificarea şi gruparea acţiunilor.

7. x x x STAS 10101/20-75, Acţiuni în construcţii. Încărcări date de vînt.

Primită la redacţie la 10 februarie 1984.

STUDII DE SOLUTII CONSTRUCTIVE DE ALCATUIRE A STRUCTURILOR DE REZISTENTA LA CENTRALE EOLIENE CU AX ORIZONTAL

Rezumat

In lucrare este prezentat setul de soluţii pentru stîlpii şi structurile de susţinere pentru aerogeneratoare cu ax orizontal. Rezultă concluzii asupra avantajelor şi dezavantajelor oferite de fiecare soluţie.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului Politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCTII 1984

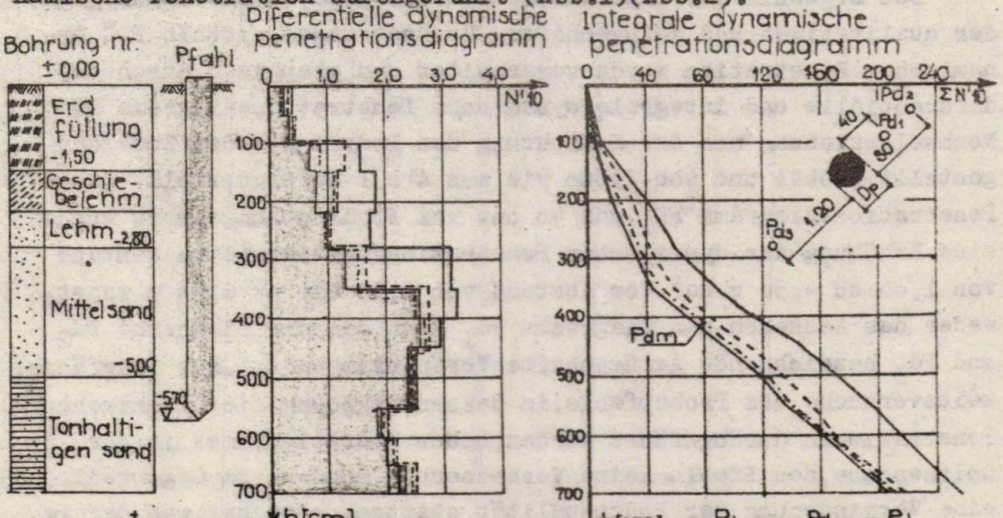
GEFUGENHAFTE VERANDERUNGEN DES GRUNDES IN DER UMGEBUNG DER DURCH RUTTELPRESSEN HERGESTELLTER ORTSPFAHLE

Schein T.

1. Einleitung

Man muss die gefügenhaften Veränderungen des Grundes in der Umgebung der Kurzen Ortspfähle, die durch Rüttelpressen hergestellt werden, in Betrachtung ziehen, da sie unmittelbar deren Tragfähigkeit beeinflussen /1/.

Diesbezüglich wurden auf zwei Lagen, die sich voneinander durch die Schichtung des Bodens unterscheiden experimentelle Arbeiten unternommen. Bei diesen Arbeiten wurde ursprünglich je ein Ortspfahl ausgeführt, der statischen Probeversuchen unterworfen wurde. Es wurden ebenfalls, an vorher festgelegten Abständen, Versuche zwecks quantitativer Bestimmung der gefügenhaften Veränderungen durch dynamische Penetration durchgeführt (Abb.1)(Abb.2).



$N'_{10} = \frac{1}{t}\sum_{0}^{t} N_{10}$; t - 5-7 dm

Abb.1. Diagramm der dynamischen Penetration (PDU). Lage Nr.1

Der Zweck der vorliegenden Arbeit ist das Hervorheben einiger Bemerkungen und Betrachtungen hinsichtlich der Art und Weise, in der die gefügenhaften Anderungszonen in der Umgebung der durch Rüttelpressen hergestellter Ortspfähle entstehen.

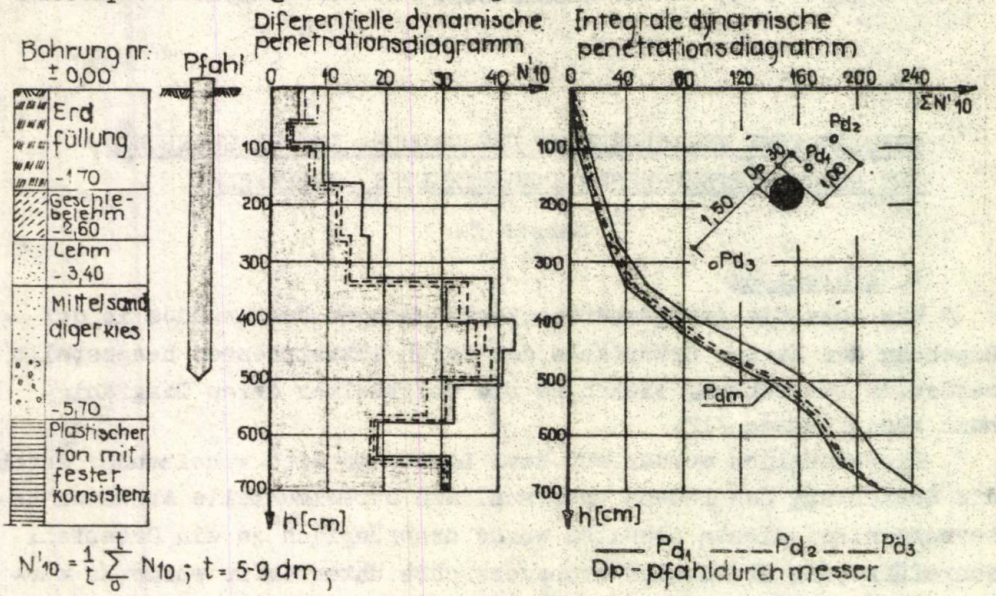


Abb.2. Diagramm der dynamischen Penetration (PDU). Lage Nr.2

2. Verarbeitung und Deutung der experimentellen Versuche

Das Ergebnis der experimentellen Versuche, zwecks Festlegung der qualitativen und gefügenhaften Veränderungen, mittels PDU dynamischer Penetration wurde verarbeitet und graphisch durch das diferentielle und integrale dynamische Penetrationsdiagramm in Wechselbeziehung mit der Schichtung des Bodens aus der Zone dargestellt (Abb.1 und Abb.2). So wie aus Abb.1 erfolgt, stellt das Penetrationsdiagramm PD_1, das 4o cm. vom Pfahl durchgeführt wurde, eine Erhöhung der dynamischen Penetrationsfestigkeit im Abstand von 1,oo zu 4,5o m dar. Vom Abstand von 4,5o bis zu 6,5o m weist, weder das Aussehen des Diagramms Pd_1 noch das der Diagramme Pd_2 und Pd_3 bezeichnende gefügenhafte Veränderungen auf. Die Tragfähigkeitsversuche des Probepfahls, in dessen Umgebung die dynamischen Penetrationen durchgeführt wurden, haben bestätigt, dass in der Spitzenzone des Pfahls keine Verbesserung, sondern im Gegenteil, eine Verminderung der Bodenqualität stattgefunden hat, was der geringe Wert der erhaltenen Kritischen Belastung widerspiegelt /2/.

In Abb.2 werden die Ergebnisse der experimentellen Versuche

für die qualitative Bestimmung der gefügenhaften Veränderungen in der Umgebung eines experimentellen Pfahls dargelegt.Dieser Pfahl befindet sich in einer Zone,in der die Schichtung dieselbe Aufeinderfolge von Schichten,aber verschiedene Qualitäten aufweist. Die Spitze des Pfahls ist in einer unbindigen Schicht eingespannt, die sich auf einer bindigen Schicht befindet.

Das dynamische Penetrationsdiagramm Pd_1,und dessen Aussehen im Vergleich mit dem diagramm,hebt die gefügenhaften Veränderungen in ganzer Tiefe des Pfahls und auch unter der Tiefe dessen hervor, bis zu einer Tiefe von ungefähr (1,5 + 2)Dp.

Die gefügenhaften Veränderungen werden im ganzen von der Rüttelwirkung beeinflussten Abstand durch seitliche Stampfung des Bodens verwirklicht.Diese Erscheinung kommt am stärksten am oberen Teil der unbindingen Schicht zum Vorschein,und ihre Intensität sinkt am unteren Teil.

Diese vom Rütteln bedingten erfreulichen gefügenhaften Veränderungen,die in der Umgebung des Pfahls im Grund,haupsächlich an dessen Spitze stattgefunden haben,wirken sich unmittelbar auf die Tragfähig aus,indem man bei statischen Probeversuchen viel grössere Kritische Belastungen erhält als im vorhergehenden Fall /2/.

Um die Ausdehnung der Zone mit gefügenhaften Veränderungen in der Umgebung der durch Rütteln hergestellter Ortspfähle hervorzuheben,wurden die Ergebnisse der dynamischen Penetration verarbeitet,indem man für jede Penetration das Veränderungsdiagramm von $I_s = N^r_{loi} - N^m_{loi}$ (Abb.3) aufbaut.Diese Darstellungsart der Ergebnisse hebt die Steigerung der Bodendichte,sowohl in der Umgebung als auch in der Länge des Pfahls hervor und gibt auch jene Abstände in der Länge und unter der Spitze des Pfahls an,in denen Stampfungen des Bodens stattgefunden haben.Aus dem Abbild ist ersichtlich,dass die Ausdehnung dieser Anderungen qualitativ und als Intensität für jede Schicht begrenzt ist.Anhand der Diagramme aus Abb.3,indem man eine lineare Zunahme,beziehungsweise eine Abnahme des Indikators für gefügenhafte Anderungen ($I_s = N^r_{loi} - N^m_{loi}$) in die Tiefe,und auch eine abnehmende lineare Veränderung auf der Horizontale annimmt,wurden Kurven gleicher Intensität von gefügenhaften Anderungen aufgezeichnet,die die deutliche Abgrenzung der Ausdehnung der Zone mit gefügenhaften Veränderungen ermöglichen (Abb.4).

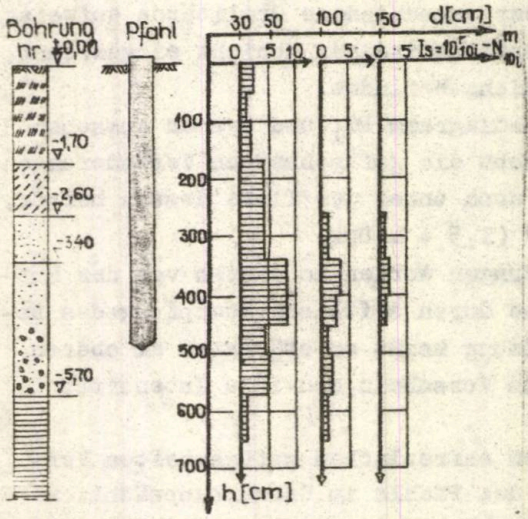


Abb.3.Veränderungsdiagramm von I_s in der Umgebung des Pfahls P_1.Lage 2

Beim untersuchten Fall (Abb.2) ist die Spitze des Pfahls in Sand mittlerer und grober Körnung eingespannt,Schicht in der die grössten gefügenhaften Veränderungen erscheinen.Ihr Höchstwert befindet sich am oberen Teil der Schicht und nimmt ihrem unteren Teil ab.Die horizontale Höchstausdehnung der Zone mit gefügenhaften Veränderungen findet in der unbindigen Schicht,bis zu annähernd (3-4) D_p statt.Unter der Pfahlspitze erscheinen diese Anderungen bis zur Grenzlinie zwischen der unbindigen und der bindigen Grundschicht.Um die Ausdehnungsart der gefügenhaften Veränderungszone auch unter der Pfahlspitze hervorzuheben,wurden bei nichtbindigen Böden experimentelle Arbeiten durchgeführt,und zwar auf einer Lage,die in homogenen bodenmechanischen Seitenriss (Schnitt) aus unbindigen Böden zusammengesetzt ist.Die Identifizierung der gefügenhaften Veränderungen,ihre Ausdehnung,räumliche Form und ihre Intensität wurden durch Erforschung "in situ" mittels des leichten dynamischen Penetrometers durchgeführt.Anhand der Ergebnisse der dynamischen Penetrationsversuche und anhand ihrer Verarbeitung wurden für jede Penetration die Veränderungsdiagramme des Indikators für gefügenhafte Veränderungen aufgebaut (Abb.5).Diese Diagramme stellen intuitiv die Intensität der Veränderungen in der Länge und die von der Pfahlspitze erreichte Kote,auf den zulässigen Abschnitten der Schichten dar (t = 5 dm).

Die Höchstintensität der gefügenhaften Veränderungen wird in der Zone der Pfahlspitze wahrgenommen,Tatsache die von der dynamischen Penetration Pd_1 sehr deutlich hervorgehoben wird. Indem wir uns von dem Rand des Pfahles entfernen,nimmt die Intensität der gefügenhaften Veränderungen gegen aussen in die Höhe ab und judes Diagramm behält ihren Höchstwert in der Spitzenzone

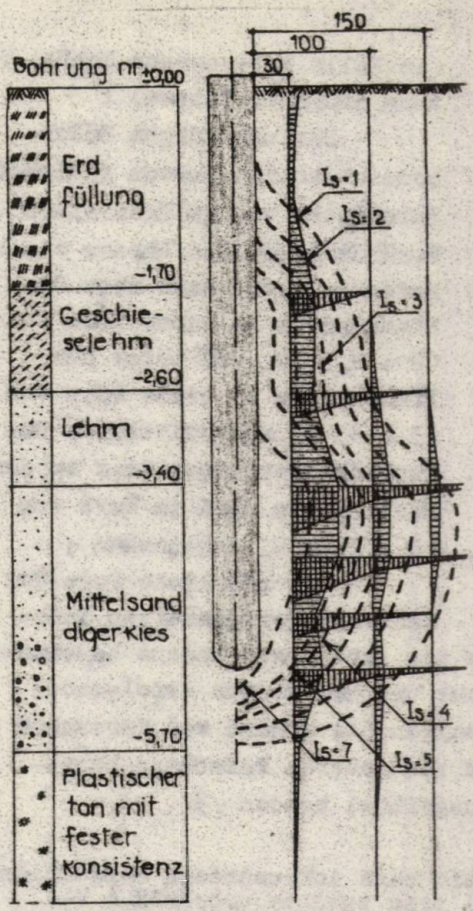


Abb.4. Bildungsart und Ausdehnung der gefügenhaften Veränderungszone in der Umgebung des Pfahls P_1

des Pfahls bei.Wenn man dieselben vereinfachenden Voraussetzungen annimmt,die die Anderung des Indikators der gefügenhaften Veränderungen senkrecht und waagerecht betreffen,kann man die Kurven gleicher Intensität von gefügenhaften Veränderungen aufbauen .Ihr Aussehen hebt die Tatsache hervor,dass die von der Rüttelenergie hervorgerufenen gefügenhaften Veränderungen in unbindigen Böden bei der Herstellung von Ortspfählen durch Rüttelpressen eine Stampfung des Bodens hervorrufen,die sich pozitiv auf die Tragfähigkeitshöhe auswirkt.

3. Schlussfolgerungen

Die durchgeführten experimentellen Arbeiten,bzw.die Verarbeitung der erhaltenen Daten haben das Hervorheben folgender Schlussfolgerungen ermöglicht :

- Die Auswirkung der in die Tiefe übertragenen Rüttelenergie ruft gefügenhafte Anderungen unabhängig von der Bodenart hervor ;

- In Falle bindiger oder schwachbindiger Böden sind die gefügenhaften Anderungen zumeist negativ,hauptsächlich in der Spitztzenzone des Pfahls (Dichtigkeitsänderungen) ;

- Im Falle unbindiger Böden erscheinen immer positive gefügenhafte Veränderungen,hauptsächlich in der Spitzenzone des Pfahls (Pressung durch seitliche Stampfung) ;

- An der Oberfläche des Bodens,gleichgültig welcher Art,rufen die gefügenhaften Veränderung die Lockerung des Bodens durch Stauchung hervor oder es erscheinen keine schlüssigen Anderungen

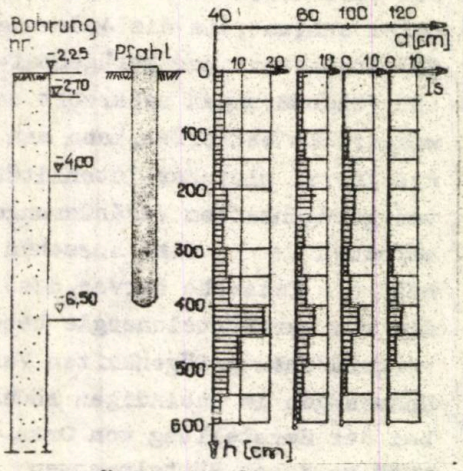


Abb.5.Veränderungsdiagramm von I_s in der Umgebung des Pfahls P_2.Lage 3

(im Falle heterogener Schüttung jüngeren Datums) :

- Bei unbindigen Böden bezeichnen die Kurven gleicher Intensität von gefügenhaften Veränderungen den Umriss einer Bodenmenge,die sich ober der Pfahlspitze in einer Höhe von (2 ÷ 2,5) D_p und unter der Pfahlspitze in einer Höhe von (3 ÷ 4) D_p ausbreitet.Der Umfang der gerammten Zone an der Pfahlspitze wird im Wert von (6 ÷ 7,5) D_p angenommen ;
- Die räumliche Form der Zone mit gefügenhaften Änderungen wird von der Stampfungsart des unbindigen Bodens bestimmt.

Die Ergebnisse dieser Versuche und die daraus erfolgenden Schlussfolgerungen ergänzen diejenigen,die anhand von Versuchen im Labor erhalten wurden und auch von anderen Forschern hauptsächlich in unbindigen Böden durchgeführt wurden /3/.

Bibliographie

1. Schein T.,Păunescu M. - Factorii care influenţează capacitatea portantă a piloţilor executaţi prin tehnica vibrării.A V-a Conferinţă Naţională de Geotehnică şi fundaţii Cluj-Napoca, sept.1983

2. Schein T. - Contribuţii la studiul şi realizarea fundaţiilor indirecte executate cu utilaje vibratoare.Teza de doctorat. Timişoara,1980,conducător ştiinţific prof.dr.ing.M.Păunescu

3. Oelrich - Die vibrationsrammung mit einfacher längsschwingwirkung.Veröff des Institt.für Maschinenwesen im Baubetrib der Universit.(TH) Karlsruhe.Reihe F/Heft 8,1974
Eingereicht am 21.03.1984

DESPRE MODIFICARILE STRUCTURALE ALE TERENULUI DIN JURUL PILOTILOR EXECUTATI PE LOC PRIN VIBROPRESARE

Rezumat

Plecînd de la ideea că valoarea capacităţii portante a unui pilot executat pe loc depinde de procedeul de execuţie,respectiv de modificările structurale ce iau naştere în terenul din jurul pilotului ne-am propus să elucidăm unele aspecte ale acestei probleme.

Rezultatele obţinute,concluziile ce se desprind încearcă să completeze unele aspecte similare semnalate în literatura de specialitate.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCTII 1984

OBSERVATIONS CONCERNANT L'UTILISATION DU LAITIER SIDERURGIQUE EN TECHNIQUE ROUTIERE

Nicoară L., Cososchi B.*)

1. Introduction

L'industrie métallurgique possède d'importantes quantités de laitier brut, résulté du processus technologique. On présentera brièvement des aspects concernant le mode de valorifier en technique routière le laitier brut de haut fourneau (laitier cristallisé) et le laitier d'aciérie, résulté pendant la préparation de l'acier par le procédé Linz-Donawitz(L.D.).

2. Laitier brut de haut fourneau (laitier cristallisé)

En Roumanie, le laitier brut de haut fourneau est utilisé expérimentalement en technique routière depuis 20 ans et on a constaté un bon comportement lors de l'exploitation.

2.1. Principales caractéristiques du laitier brut

Généralement, le laitier brut étudié a comme caractéristiques principales:

- composition chimique:

.SiO_2	= 36...42 %	.MnO	= 0,6...11 %
.Al_2O_3	= 4...10 %	.MgO	= 1...12 %
.CaO	= 36...48 %	.CaS	= 2... 5 %
.FeO	=0,7...2,5%	.Sulf	= 0... 2 %

- le module de basicité, $M_b = \frac{\% CaO + \% MgO}{\% SiO_2 + \% Al_2O_3}$, şi:

  .$M_b > 1$ le laitier est considéré basique;

---

*) Institutul politehnic "Gheorghe Asachi" Iaşi
Calea 23 August nr. 22
6600 Iaşi - România

.$M_b < 1$ le laitier est considéré acide;

.$M_b = 1$ le laitier est considéré neutre;

- en halde le laitier est non-homogène car:

. la composition chimique du laitier fondu est variable;

. les conditions de refroidissement et de cristallisation sont différentes;

. les laitiers riches en gaz sont très poreux.

Pour les travaux routiers, on a expérimenté le laitier basique, car celui-ci a des propriétés hydrauliques.

Le laitier déposé en halde a les caractéristiques suivantes:

- le module de basicité - approximativement 1;
- la résistance à la compression varie entre 200...800daN/cm^2;
- l'absorption d'eau a été comprise entre 1,1...6,9 %;
- le laitier est résistant au gel-dégel.

On a obtenu des résistances mécaniques plus réduites pour le laitier poreux, tandis que pour celui compact, les résistances mécaniques obtenues ont été plus grandes.

2.2.Secteurs expérimentaux

Les expériments effectués par notre Institut de recherches ont visé l'étude du comportement du laitier brut de haut-fourneau en couches routières. Le laitier brut a été façonné par concassage à des dimensions de 60...90 mm, et par granulation, à des dimensions de 3...8, 8...16 et 16...25 mm. On a utilisé aussi le laitier non-trié 0...70 mm et le laitier résulté après tamisage en halde 0...40 mm. Les variantes de chaussées expérimentales sont:

- variante 1:

. couche de roulement en béton bitumineux compact 0/16;

. couche de liaison en béton bitumineux ouvert 0/25;

. deux couches de fondation, la première en laitier cassé 60/90, la deuxième en laitier cassé 40/60. L'épaisseur des couches de fondation est de 30...40 cm après compactage.

Les deux couches du revêtement ont été réalisées en enrobés bitumineux préparés aux granulats provenus du laitier cassé.

- variante 2:

. la couche de roulement a été réalisé en béton bitumineux compact 0/16, en utilisant 50 % granulats provenus du basalte et 50 % granulats provenus du laitier;

. la couche de liaison a été exécutée en béton bitumineux ouvert 0/25, en utilisant des granulats provenant du laitier;

. deux couches de fondation, l'une en laitier non-trié et l'autre en laitier cassé 40/60 (macadam).

- variante 3:

. la couche de roulement en béton bitumineux compact 0/16 exécuté aux granulats provenus du basalte;

. la couche de liaison a été réalisée en utilisant du gravier 0/31.

. la couche de fondation a été réalisée en utilisant du laitier de halde non-trié.

Soulignons que les enrobés bitumineux réalisés aux granulats provenus du laitier concassé, à cause de la porosité de celui-ci, exigent une consommation de bitume plus grande que dans le cas des granulats provenus du basalte ou d'andésite.

2.3. Observations concernant la technologie d'exécution

La couche de fondation en laitier cassé 60/90 a été cylindrée par des compacteurs lisses. Pendant le cylindrage une partie du laitier est cassé. Après la stabilisation de la première couche de fondation, on exécute la deuxième en laitier cassé 40/60 macadam, qu'on fait cylindrer, arroser, clavetter au laitier 0/40, puis au laitier granulé (environ 15 kg/m^2). On continue le cylindrage jusqu'à la stabilisation complète de la fondation. La fondation en laitier non-trié 0/70, est exécutée en 2...3 couches. Les morceaux de laitier sont cassés par le compacteur. On a constaté que la valeur du coefficient de tassement oscille autour de 1,40. Dans la dernière phase de cylindrage on répand du laitier 0/40 et du laitier granulé.

On réalise le revêtement en enrobés bitumineux selon la technologie classique sans remarquer des différences essentielles en exécution.

2.4. Comportement en exploitation des secteurs exécutés

On a constaté que:

. la capacité portante de la chaussée augmente par la progression du temps;

. la valeur des déflexions élastiques diminue car les résistances mécaniques des couches augmentent lentement au bout d'un certain temps;

. dans le cas des variantes 1 et 2, sur la surface du revêtement, la premiè et la deuxième année d'exploitation, ont apparu des fissures de contraction; les fissures ont été mises en évi-

dence par temps froid et elles on les a fermées pendant l'été;

. la résistance à l'usure du revêtement de la première et de la deuxième variante est plus réduite que celle constatée pour la troisième variante.

Généralement, on peut mentionner que toutes les trois variantes se comportent bien en exploitation.

3. Laitier d'aciérie L.D.

Résulté de la préparation de l'acier par le procédé Linz-Donawitz, le laitier d'aciérie L.D. contient des éléments résiduels de la charge du convertisseur. La composition chimique du laitier, imposée par les conditions de fonctionnement du convertisseur, est: CaO = 48 %, SiO_2 = 15 %, Al_2O_3 = 2 %, MgO = 3 %, FeO = 25 %, MnO = 7 %.

$$I_b = \frac{CaO}{SiO_2} = 3,2 \qquad (1)$$

$$M_b = \frac{CaO + MgO}{SiO_2 + Al_2O_3} = 3 \qquad (2)$$

Le laitier frais, refroidi lentement, est hétérogène et contient des variétés plus ou moins basiques, qui sont différenciées selon leur composition chimique - minéralogique et selon leurs propriétés.

Après conservation en halde pendant une année, le laitier se fragmente intensément (65 %<16 mm, 42 %<3 mm), fait expliqué par la présence des ortosilicates -β $2CaO.SiO_2$ et β $2FeO.SiO_2$ - et des oxydes de calcium et de magnesium à l'état libre (4...7 %).

La séparation du laitier de halde en deux fractions granulométriques, ayant des propriétés différentes, rend possible l'utilisation de ces fractions de la façon suivante:

- la fraction 16 mm, dénommée laitier désagrégé, ayant des propriétés hydrauliques, est utilisée comme matériau granulaire avec des propriétés de liant pour les couches stabilisées;

- la fraction 16 mm, dénommé laitier non-désagrégé, caractérisé par des résistances mécaniques, est utilisée comme matière première pour produire des granulats concassés. Les granulats provenus du laitier concassé (sorte 10/14) ont les propriétés suivantes: densité ρ_s = 3,1...3,9 g/cm^3, densité apparente ρ = 2,3 ...3,6 g/cm^3, porosité volumique: 24...7 %, résistance L.A. = 37...15 %, absoption d'eau à une pression normale: 3,9...1,2, résistance à l'écrasement par choc après 30 cycles gel-dégel, environ 8 %.

3.1. Etudes expérimentales

Les études expérimentales ont été exécutées sur une piste d'essai circulaire (D = 10 m).

Les chaussées ayant l'épaisseur de 37 à 41 cm ont été élaborées conformément au tableau 1.

Structure des chaussées ayant l'épaisseur de 37 à 41 cm — Tableau 1

Dénomination des couches Epaisseurs et matériaux Components	Chaussée I	II	III
Revêtement: 5...7 cm (monocouche)			
-béton bitumineux			
.laitier concassé	80	80	90
.sable concassé (andésite)	15	15	5
.filler	5	5	5
.bitume 120/180	5,5	5,5	5,9
Couche de base: 13...16 cm			
.laitier désagrégé	85	20	25
.laitier granulé de haut-fourneau	15	20	-
.grave 0/40	-	60	75
.chaux hydratée en poudre	1	1	-
.subif*)	-	-	2,5
.eau	13	9,5	10,5
Couche de fondation: 16...20 cm			
.laitier désagrégé	100	-	-
.laitier granulé	-	20	-
.sable siliceux 0/7	-	80	-
.grave 0/63	-	-	100
.chaux hydratée en poudre	-	1	-
.eau	15	6,4	-

*) suspension de bitume fillerisé (33 % bitume + 15% $Ba(OH)_2$ + 15% eau)

La granulosité des matériaux utilisés est présentée dans la figure 1.

Les caractéristiques physico-mécaniques des mélanges introduit dans les couches de base et de fondation sont présentées dans le tableau 2.

Les caractéristiques physico-mécaniques des enrobés bitumineux aux granulats provenus du laitier concassé, utilisés en couche de roulement, sont présentées dans le tableau 3.

La portance des chaussées mesurée à différentes périodes de leur exploitation et à différentes étapes de trafic simulé, est présentée dans la figure 2.

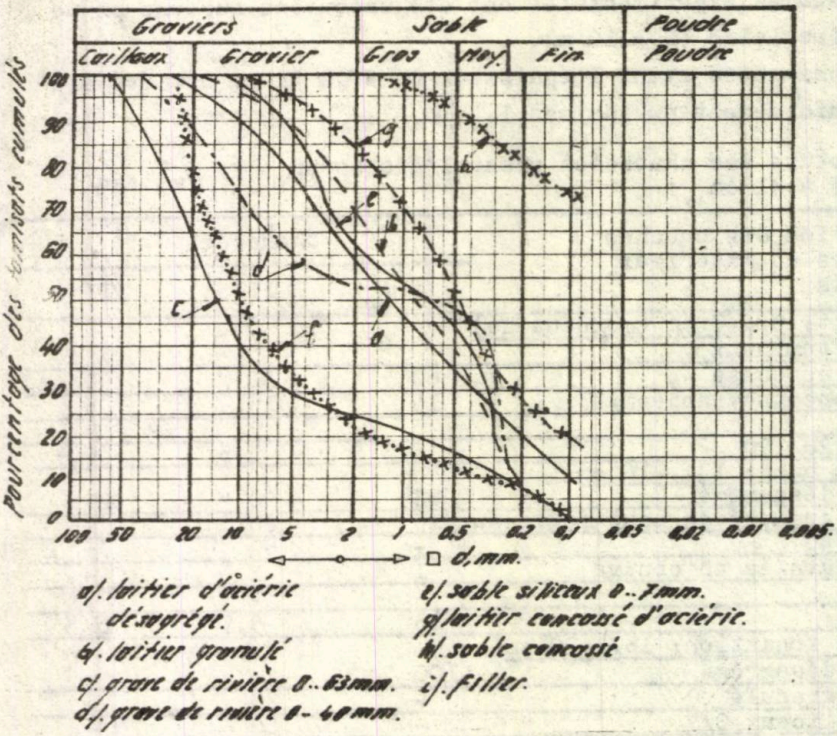


Figure 1. Granulosité des matériaux utilisés en chaussées expérimentales.

Caractéristiques physico-mécaniques des mélanges introduits dans les couches de base et de fondation Tableau 2

Age des éprouvettes jours	Caractéristique déterminante	Couche de base Chaussée I	Couche de base Chaussée II	Couche de base Chaussée III	Couche de fondation Chaussée I	Couche de fondation Chaussée II
0	$d^{max.P.M.}$	1,934	1,892	2,131	1,980	1,882
	d	1,833	1,837	2,012	1,903	1,804
7	R_{c7} daN/cm^2	9,3	4,8	1,2	8,8	1,5
28	R_{c28} "	18,2	11,3	3,3	18,5	3,0
60	R_{c60} "	27,9	14,7	10,8	25,7	5,5
90	R_{c90} "	32,9	16,7	11,6	25,2	5,5
150	R_{c150} "	32,4	18,8	12,6	30,0	5,5
270	R_{c270} "	39,7	20,7	12,9	34,5	6,6
350	R_{c350} "	41,8	26,6	22,3	42,9	7,6
	$\overline{R}_{c350}$ "	5,2	2,1	2,0	5,1	0,9

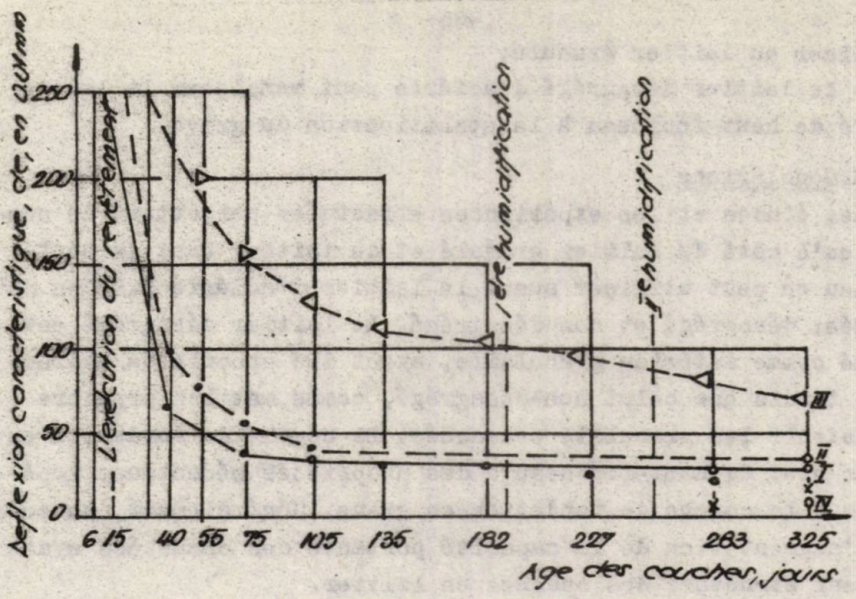


Figure 2. Dynamique des déflexions caractéristiques

Caractéristiques physico-mécaniques des enrobés bitumineux aux granulats provenus du laitier concassé — Tableau 3

Caractéristiques des enrobés bitumineux	Chaussée I et II	Chaussée III
- teneur en bitume %	6,0	5,0
- granules 0,09 mm	8,8	7,5
- densité apparente, a, g/cm^3	2,432	2,383
- résistance à la compression, daN/cm^2		
. R_c 22 °C	31,3	29,4
. R_c 50 °C	8,1	11,3
- stabilité Marshall, daN	1000	-
- indice de fluage	4,1	4,1

3.2. Appréciations et conclusions

Les études expérimentales ont permis de conclure que:

- la couche de roulement en bétons bitumineux aux granulats provenus du laitier concassé a une très bonne résistance à l'usure;

- les couches contenant du laitier désagrégé d'aciérie, avec ou sans laitier granulé, sont caractérisées par une augmentation assez rapide et progressive des résistances mécaniques (R_{c7} = 10 daN/cm^2, R_{c350} = 42 daN/cm^2, E_{350} = 26 000 daN/cm^2).

- le produit d'addition de laitier désagrégé d'aciérie corrige la composition minéralogique du sable siliceux, en vue de le

stabiliser au laitier granulé;

- le laitier désagrégé d'aciérie peut remplacer le laitier granulé de haut-fourneau à la stabilisation du grave.

4.Conclusions

Les études et les expériences effectuées permettent de conclure qu'à côté du laitier granulé et du laitier brut de haut-fourneau on peut utiliser aussi le laitier d'aciérie L.D. en deux variétés: désagrégé et non-désagrégé. Le laitier désagrégé est utilisé comme matériau granulaire, ayant des propriétés hydrauliques tandis que celui non-désagrégé, comme matière première pour obtenir les granulats concassés. La couche de fondation en laitier brut de haut-fourneau a des propriétés mécaniques supérieures à la couche de fondation en grave. Généralement, on constate l'augmentation de la capacité portante des chaussées ayant dans leur structure des couches en laitier.

BIBLIOGRAPHIE

1. Nicoară L.: Routes. Institut Polytechnique "Traian Vuia", Timişoara.
2. Turcu m.: Utilisation du laitier de haut-fourneau en construction des routes. Bucarest, 1973.
3. Cososchi B.: Contributions à l'étude des laitiers sidérurgiques dans la structure des couches routières. Iaşi, 1983.

Primită la redacţie la 10 februarie 1984.

OBSERVATII PRIVIND UTILIZAREA ZGUREI SIDERURGICE IN TEHNICA RUTIERA

Rezumat

Acest articol prezintă principalele caracteristici ale zgurei de furnal înalt şi ale zgurei de oţelărie L.D.. Sînt relevate studiile şi experimentele efectuate în laborator, sectoarele experimentale executate utilizînd aceste materiale şi rezultatele obţinute.

Se remarcă faptul că zgura brută poate fi prelucrată similar cu piatra brută şi folosită în straturile de fundaţie şi în straturile de bază. De asemenea, zgura brută poate fi concăsată şi granulată la dimensiunile criblurilor, putînd fi folosită pentru prepararea mixturilor asfaltice. In general, zgura brută prelucrată, datorită microrugozităţii şi porozităţii necesită mai mult bitum pentru anrobare.

Zgura de oţelărie preparată prin procedeul Linz-Donawitz are caracteristicile fizico-mecanice necesare realizării tuturor straturilor din sistemul rutier. Rezultatele obţinute pe sectoarele experimentale atestă rezistenţe mecanice ridicate ce cresc pe măsura trecerii timpului.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului Politennic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCTII 1984

THERMISCHE PROZESSE IN SONNENENERGIESPEICHERN

Oancea N., Sîrbu M.

1. Einleitung

Die Umwandlung der Sonnenenergie im Wärmeenergie setzt den Gebrauch von (Aufstapelung) Speichern voraus,die dazu bestimmt sind, dem Energieüberschuss zu übernehmen,der von der Einstrahlung und dem momentanen Verbrauch abhängt. Im Falle der Anlagen zur Erzeugung warmen Haushaltwassers mit Tageszyklus,wird warmes Wasser für einige Stunden gespeichert. Im Falle von Heizungsanlagen wird die Speicherungszeit verlängert,auf einige Wochen oder Monate .

Die Hauptaufgaben beim Bemessen und Entwerfen des Arbeitsregimes der Sonnenanlagen sind :

- Bemessen des Speichers ;
- Art und weise in der die Wärmeenergie im Behälter gespeichert wird (Wärmeverluste an die Umgebung) und der Wärmewirkungsgrad des Speichers ;
- Schichtung des Wassers im Behälter,und deren zeitliche Anderung .

Die Lieferungstemperatur der Wärmeenergie ändert sich im Laufe des Tages (wenn der Durchfluss gleichgehalten wird). Aus diesem Grunde besteht die Möglichkeit,dass in Zeiten geringer Einstrahlung abends,die Temperatur des von den Fassern gelieferten Wassers kleiner ist als jene der obersten Schicht des Behälters. Obwohl in diesem Fall aufgrund des ersten Prinzips die Wärmebilanz positiv ist, erfolgt eine Degradierung der vorher erzeugten Energie,mit nachteilhafter Wirkung auf die Produktivität des Systems.

Vorliegende Arbeit stellt ein analytisches Rechenmodell des Verhaltens senkrechter zylindrischer Speicher dar;diese Speicher

werden von einem Flüssigkeitsstrom durchflossen, dessen Geschwindigkeit im waagerechten Schnitt gleichförmig und zeitlich gleichbleibend ist .

2. Differentialgleichung der Leitung

Die allgemeine Gleichung der Leitung in zylindrischen Koordinaten, ohne Wärmequelle, hat den Ausdruck :

$$a\cdot\frac{\partial^2 t}{\partial x^2}+a\cdot\frac{\partial^2 t}{\partial r^2}+\frac{a}{r}\cdot\frac{\partial t}{\partial r}=\frac{Dt}{d\tau} \qquad (1)$$

In der Beziehung (1) wird der totale Differentialquotient der Temperatur $\frac{Dt}{d\tau}$ eingesetzt, da die Temperatur zeitlich auch im Elementarvolumen veränderlich ist, und deren Wert nicht nur von der Zeit, sondern auch vom Raum abhängt (x und r). Man nimmt das System als symmetrisch in der Richtung φ an, Annahme, die von der Praxis bestätigt wird :

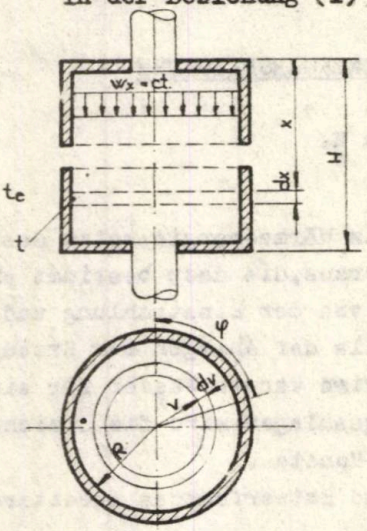


Abb.1. Schema der Anlage

$$\frac{Dt}{d\tau}=\frac{\partial t}{\partial \tau}+\frac{\partial t}{\partial x}W_x+\frac{\partial t}{\partial r}W_r \qquad (2)$$

Zur Erleichterung der Berechnungen wird die Änderung der Variablen $t - t_e = \theta$ vorgenommen.

Aus dem Gleichungssystem wird :

$$\frac{\partial^2\theta}{\partial x^2}-\frac{W_x}{a}\frac{\partial\theta}{\partial x}+\frac{\partial^2\theta}{\partial x^2}+\left(\frac{1}{r}-\frac{W_r}{a}\right)\frac{\partial\theta}{\partial x}=\frac{1}{a}\frac{\partial\theta}{\partial\tau} \qquad (3)$$

Die Randbedingungen sind :

$$\frac{\partial\theta}{\partial x}=-h_2\,\theta_{x=H} \qquad (4)$$

$$\frac{\partial\theta}{\partial r}=-h_1\,\theta_{r=R} \qquad (5)$$

$$\frac{\partial\theta}{\partial r}=0_{r=0} \qquad (6)$$

$$\theta_{\tau=0}=\theta_0(x,r,\tau_0) \qquad (7)$$

wenn $h_2=\frac{K_2}{\lambda}$ und $h_1=\frac{K_1}{\lambda}$ aufgezeichnet wird.

Die Temperatur θ_0 ist eine Funktion von τ, r und x. Es wird eine Lösung in Form eines Funktionenprodukts vorgeschlagen:

$$\theta=\tau(r)\cdot R(r)\cdot X(x) \qquad (8)$$

Wenn wir die Ableitung der Gleichung (8) berechnen und in (3) einsetzen, erhalten wir :

$$\frac{X''}{X} - \frac{W_x}{a}\frac{X'}{X} + \frac{R''}{R} + \left(\frac{1}{r} - \frac{W_r}{a}\right)\frac{R'}{R} = \frac{1}{a}\cdot\frac{\sigma'}{\sigma} = q^2 \qquad (9)$$

q^2 = Konstant (gleichbleibend)

Mit Hilfe der zweiten Gleichheit der Beziehung (9) erhalten wir :

$$\sigma(r) = C_1 \cdot e^{aq^2\sigma} \qquad (10)$$

Um Lösungen in R und X zu erhalten, verwenden wir das erste und das letzte Glied der Gleichheit (9) und erhalten :

$$\frac{X''}{X} - \frac{W_x}{a}\cdot\frac{X'}{X} - q^2 = -\frac{R''}{R} - \left(\frac{1}{r} - \frac{W_r}{a}\right)\frac{R'}{R} = a^2 \qquad (11)$$

Woraus :

$$X'' - \frac{W_x}{a}X' - (a^2+q^2)x = 0 \qquad (12)$$

Die Gleichung (12) hat Lösungen der Form e^{mx}, da $W_x^2 + 4a^2(q^2 + s^2)$ grösser als Null ist :

$$X(x) = C_2 e^{mx} \qquad (13)$$

Wenn das Glied W_y vernachlässigt wird, was erlaubt ist, da der Durchfluss in der Längsache des Zylinders stattfindet, erhalten wir die Gleichung in R :

$$R'' + \frac{1}{r}R' - s^2R = 0 \qquad (14)$$

Dies ist eine Besselsche Gleichung mit zylindrischen Lösungen der Form :

$$R(r) = C_3 I_0(sr) + C_4 K_0(sr) \qquad (15)$$

I_0 und K_0 sind Besselfunktionen nullter Ordnung. Da die Temperatur auf der Achse, für r = 0, einen endlichen Wert hat, und die Funktion K_0 zu Unendlich strebt, erfolgt :

$$R(r) = C_3 I_0(sr) \qquad (16)$$

Die Lösung der Gleichung (12) wird das Produkt der drei Lösungen in X und R sein, und wenn man die Bezeichnung $D = C_1 \cdot C_2 C_3$ einführt, folgt :

$$\theta = D \cdot e^{aq^2\sigma} \cdot e^{mx} \cdot I_0(sr) \qquad (17)$$

Um die Konstanten Grössen q, m, s und C zu bestimmen, werden folgende Grenzbedingungen in Betracht genommen :

In Richtung x: $\frac{\partial\theta}{\partial x} = -h_2\theta_{x=H} \Rightarrow m = -h_2$ (18)

In Richtung r: $\frac{\partial\theta}{\partial r} = -h_1\theta_{r=R}$ $sI_1(sR) = h_2 I_0(sR)$ (19)

$$\frac{I_0(sR)}{I_1(sR)} = \frac{sR}{h_2}$$

Die Gleichung (19) wird graphisch gelöst (Abb.2), indem man sowohl den Quotient der Zylindrischen Beziehungen $I_0(sR)/I_1(sR)$, als auch die Gerade mit dem Richtungskoeffizienten s/h_2 im Verhältnis zum Produkt sR darstellt. Die Lösungen erhält man im Schnittpunkt der beiden Darstellungen, und zwar, man erhält eine unendliche Anzahl von Lösungen $s_1, s_2 \ldots s_\infty$.

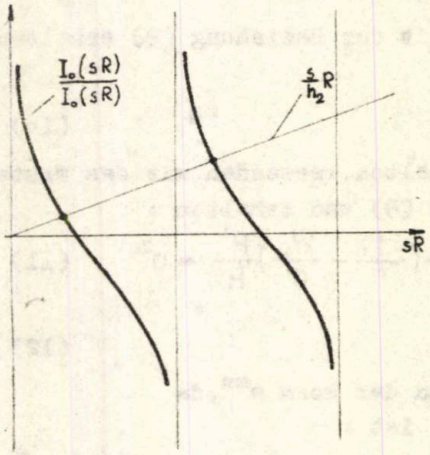


Abb.2. Graphische (Aufzeichnung) Darstellung der Lösung in R

Die Konstante q wird mit Hilfe der charakteristischen Gleichung (15) gelöst :

$$m^2 - m\frac{W_x}{a} - (s_i^2 + q_i^2) = 0 \qquad (20)$$

in der man m aus der Beziehung (18) und mit Hilfe der Darstellung aus Abb.2 kennt. Daraus erfolgt :

$$q_i = \pm\sqrt{h_1^2 + \frac{h_2 W_x}{a} - s_i^2} \qquad (21)$$

Die Lösungen s_i sind in wachsender Reihenfolge dargestellt. Der Wert unter der Quadratwurzel ist grösser als Null, d.h. s_i ist reel, solange :

$$\left(h_1^2 + \frac{h_2^2 W_x}{a}\right) > s_i^2 \qquad (21')$$

Folglich wird es eine begrenzte Anzahl von Lösungen s_i geben, welche die vorhergehenden Bedingungen erfüllen.

Die allgemeine Lösung ist folglich :

$$\Theta = \sum_{i=1}^{n} D_i\, e^{-aq_i^2\tau}\, e^{-h_2 x}\, I_0(s_i r) \qquad (22)$$

Die Konstanten q_i und s_i werden mit Hilfe von (19) und (21) bestimmt.

Die Konstante D_i wird mit Hilfe der thermischen Distributionsfunktion bestimmt (Beziehung 11). Diese Distribution kann in eine Reihe von Besselfunktionsprodukten zerlegt werden, wobei der Grad der Funktion und K_o-te Glied Null sind.

Man nimmt an, dass in die X Richtung der Achse das ursprüngliche thermische Feld seine exponentielle Veränderung beibehält, die in Beziehung (13) festgelegt wurde :

$$\vartheta_{z=0} = \vartheta_0 = F(r) \tag{23}$$

worin :

$$F(r) = \sum_{i=0}^{\infty} D_i I_0(s_i r) \tag{24}$$

Man multipliziert beide Glieder der Beziehung (27) mit $rI_0(s_k r)$ indem man integriert :

$$\int_0^R r F(r) I_0(s_k r)dr = \sum_{i=0}^{n} \int_0^R D_i r I_0(s_k r) I_0(s_i r)dr \tag{25}$$

Integralfunktionen der Form $\int_0^R r I_0(s_k r) I_0(s_i r)dr$ sind für $s_i \neq s_k$ gleich Null. Folglich :

$$D_i = \frac{\int_0^R r F(r) I_0(s_i r)dr}{\int_0^R r I_0^2(s_i r)dr} \tag{26}$$

Aber :

$$\int_0^R r I_0(s_i r)dr = R^2 \frac{[I_0(s_i r) + I_1(s_i r)]}{2} \tag{27}$$

Folglich :

$$D_i = 2\int_0^R \frac{r F(r) I_0(s_i r)dr}{R^2[I_0(s_i r) + I_1(s_i r)]} \tag{28}$$

Die allgemeine Lösung wird folgende sein :

$$\vartheta = \sum_{i=0}^{n} \frac{\int_0^R r F(r) I_0(s_i r)dr}{R^2[I_0(s_i r)+I_1(s_i r)]} \cdot e^{-aq^2\bar{\sigma}} e^{-h_2 x} I_0(s_i r) \tag{29}$$

Im Sonderfall, wenn die Ausgangstemperatur gleichmässig ist, wird Integralfunktion vom Zähler der Beziehung (28) :

$$\int_0^R r F(r) I_0(s_i r)dr = \frac{R}{s_i} \vartheta_0 I_1(s_i r)$$

Es erfolgt :

$$\vartheta = \sum_{i=0}^{n} \frac{2\frac{R}{s_i}\vartheta_0 I_1(s_i r)}{R^2[I_0(s_i r)+I_1(s_i r)]} \cdot e^{-aq_i^2\bar{\sigma}} e^{-h_2 x} I_0(s_i r) \tag{30}$$

Die Temperatur bestimmt man anhand der Beziehung (30), indem man eine endliche Anzahl von Produkten von Funktionen in x_1, r und $\bar{\sigma}$ zusammenzählt. Die Werte der Parameter s_1, welche man anhand der graphischen Lösung der Gleichung (19) erhält, werden

verschieden sein.Es werden jene Lösungen in wachsender Reihenfolge vorkommen,welche die Bedingung erfüllen,dass der Wert unter der Wurzel aus der Beziehung (21) grösser als Null ist. Man kann beobachten,dass sowohl die Anzahl der Lösungen der Gleichung (19),als auch die Anzahl der Glieder aus der Beziehung (3o) zusammen mit der des Wassers W_x anwächst .

3. Schlussfolgerungen

Die angeführte Methode ermöglicht die analytische Berechnung des thermischen Feldes in Senkrechten,zylindrischen Wärmespeichern. Diese Speicher werden für Vorrichtungen verwendet,welche die Sonnenenergie zur Erwärmung des Wassers für den Haushalt gebrauchen,wenn Durchflussgeschwindigkeit und Temperatur in der Umgebung Konstant sind. Im Vergleich zu den Lösungen,die mit Hilfe von Rechnern durch numerische Rechenmethoden erhalten werden,haben die Lösungen der verliegenden Arbeit den Vorteil thermischer Felder,die mit minimalem Zeitaufwand erhalten werden .

Bibliographie

1. Oancea N. - Termotehnică şi aparate termice vol.II curs Lit.IPT - 1983

2. Constantinescu Dan - Model de analiză a instalaţiilor solare cu stocaj de scurtă durată şi mediu de stocaj lichid.Revista Construcţii,12,1983 .

Eingereicht am 24.o3.1984

PROCESE TERMICE IN ACUMULATOARE DE STOCAJ A ENERGIEI SOLARE

Rezumat

In lucrare se stabileşte o metodă analitică de calcul a cîmpului termic într-un rezervor cilindric vertical asociat unei instalaţii solare de preparare a apei calde menajere,atunci cînd cilindrul este străbătut de un curent de fluid axial,de viteză şi temperatură constantă şi temperatura mediului ambiant este constantă şi uniformă.

Rezultatele obţinute permit calcularea cu ajutorul metodelor numerice de calcul - cîmpului termic în sistem cu un consum mic de fond de timp .

Buletinul Stiintific si Tehnic
al
INSTITUTULUI POLITEHNIC "TRAIAN VUIA" TIMISOARA
Tom 29 (43) CONSTRUCTII 1984

DÉTERMINATION DU TRACÉ OPTINAL D'UNE MAGISTRALE D'ADDUCTION À L'AIDE DE LA THÉORIE DES GRAPHES

Sârbu I., Retezan A.

1. Introduction

Dans un système d'alimentation en eau, les adductions nécessitent des investissements importants et, par conséquence, la détermination du tracé de ceux-ei doit être faite avec beaucoup de discernement.

Dans cet ouvrage on présente la possibilité d'appliquer la théorie des graphes au choix du tracé optimal d'une magistrale d'adduction. La simulation de ce problème se réalise par la représentation du graphe connexe constitué de la source comme point d'origine, les trecés comme arcs et les points obligés comme pointes. La tracé optimal est donné par le chemin de valeur minime en graphe, qu'on détermine en appliquant l'un des algorithmes Ford, Dantzig, Bellman-Kalaba.

2. Application de l'algorithme Bellman-Kalaba aux choix cu tracé optimal de la magistrale d'adduction

Sois un graphe $G=(X,U)$, auquel s'attache une matrice dont les éléments C_{ij} sont :

$$C_{ij}=\begin{cases} l(u_j^i) & \text{- valeur de l'arc de } x_i \text{ à } x_j ; \\ \infty & \text{- si } x_i \text{ et } x_j \text{ ne sont pas adjacents ;} \\ 0 & \text{- pour } i = j. \end{cases} \qquad (1)$$

Si on note avec V_i la valeur minime des chemins $\mu_n^i, (i=\overline{o,n})$ existants de la pointe x_i à la pointe x_n :

$$V_i = l(\mu_n^i),\ (i=\overline{o,n})\ ;\ \text{donc}\ V_n = o, \qquad (2)$$

alors conformément au principe de l'optimisation [1], [2] :

$$V_i = \min_{j \neq i} (V_j + C_{ij}),\quad (\overline{i=o,n-1}\ ;\ j=\overline{o,n}\ )\ \text{et}\ V_n = 0. \qquad (3)$$

Pour solutionner le systeme (3) on procède itérativement, en notant avec V_i^k la valeur de V_i obtennue à l'itération k, à savoir:

$$V_i^o = C_{in}, \ (i=\overline{o,n}) \ ; \quad V_n = 0. \tag{4}$$

On calcule :

$$V_i^1 = \min_{j \neq i} (V_j^o + C_{ij}), \ (i=\overline{o,n-1} \ ; \quad j=\overline{o,n}); \quad V_n^1 = 0, \tag{5}$$

et ensuite :

$$V_i^k = \min_{j \neq i} (V_j^{k-1} + C_{ij}), \ (i=\overline{o,n-1} \ ; \quad j=\overline{o,n}); \quad V_n^k = 0. \tag{6}$$

D'une itération à la suivante :

$$V_i^k \leqslant V_i^{k-1}, \quad \forall j. \tag{7}$$

L'algorithme s'arrête quand on arrive à une itération k, de sorte que : $V_i^k = V_i^{k-1}$, $(i=\overline{o,n})$, mais la valeur du chemin minime entre les pointes x_o et x_n est : $V_o^k = V_o^{k+1}$. Pour l'identification des chemins qui ont les valuers minimes déterminées, de (6) on déduit que, le long ceux-ci, à la dernière itération :

$$V_i^k = C_{ij} + V_i^{k-1} = C_{ij} + V_j^k. \tag{8}$$

En partant de l'algorithme décrit on a élaboré l'organigramme logique pour la programmation à l'ordinateur, présentée dans la figure 1, où M(I,J) est une matrice dont les éléments sont :

$$C_{ij} = \begin{cases} l(u_j^i), & \text{si existe l'arc } (x_i x_j) \ ; \\ \sum_{i,j=1}^{n} l(u_j^i), & \text{si n' existe pas l'arc } (x_i x_j); \\ 0, & \text{si } i = j. \end{cases} \tag{9}$$

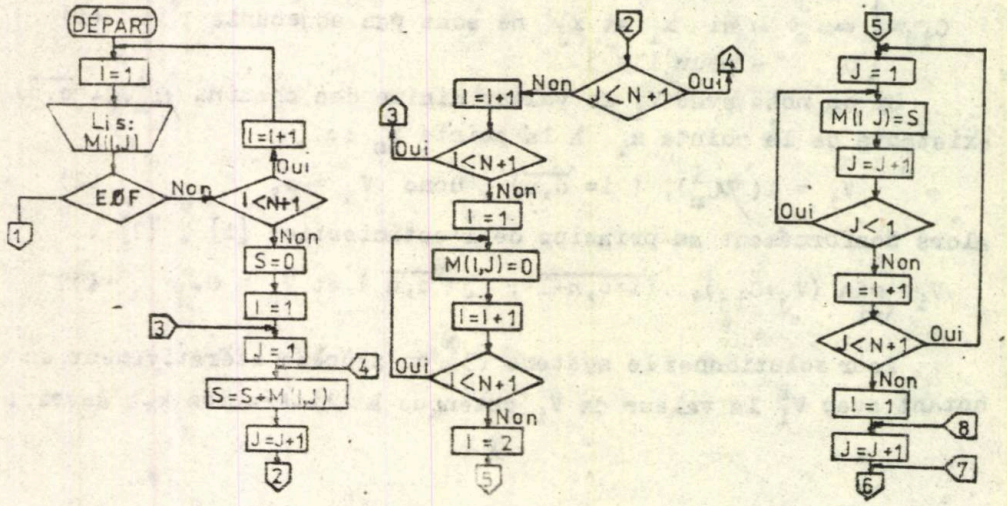


Fig.1. Organigramme logique

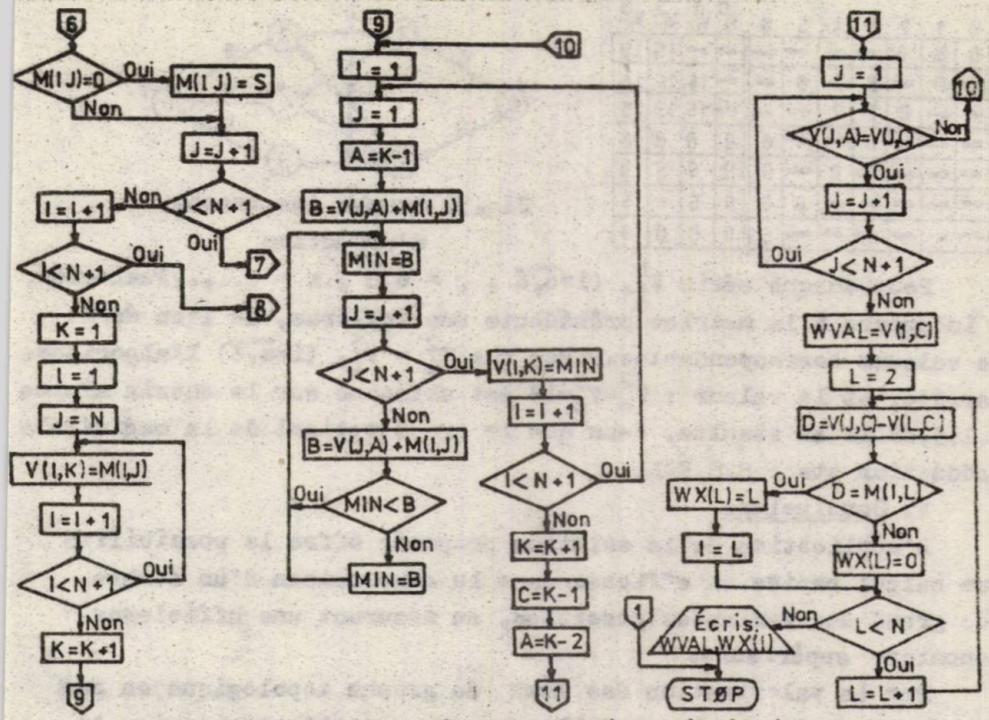


Fig.1. Organigramme logique (suite)

Le vectuer V qu'on construit à chaque itération est un vector collone : V(K)=V(I,K),(I=1,N), où K indique l'itération. Pour chaque bloc, nous avons : - lisez la matrice du système ; - calculez la somme S des élements de la matrice ; - substituez M(I,J) au zéro ; - emploiez S dans la matrice dans les endroits (I,J) s'il n'existe pas d'arc (x_i,x_j); - testez la fin de l'algorithme ; - calculez la valeur du chemin minime (W VAL) et la succession des pointes du chemin (WX(I)).

3. Application numérique

On considère la magistrale d'adduction de la localité L, en partant de la source S (fig.2.).Le tracés possibles passant par les points obligés S,B,C,D,E. Pour chaque tronçon on établit les investissements partiels et on dresse le graphe d'ordre N=7 de la figure 3, où à chaque arc on a associé un coût en unités conventionnelles. Le tracé optimal est

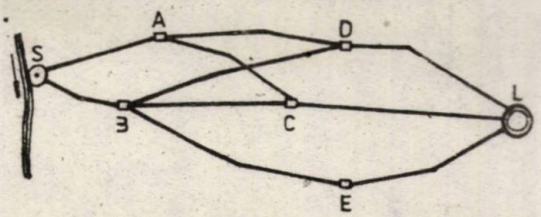


Fig.2. Variantes des tracés de l'adduction

donné par le chemin à valeur minime dans ce graphe. La matrice aux éléments C_{ij}, attachée au graphe est :

	0	1	2	3	4	5	6	V_i^0	V_i^1	V_i^2	V_i^3
0	0	5	6	∞	∞	∞	∞	∞	∞	19	19
1	∞	0	∞	8	6	8	∞	∞	14	14	14
2	∞	∞	0	7	7	∞	∞	∞	15	15	15
3	∞	∞	∞	0	∞	∞	8	8	8	8	8
4	∞	∞	∞	∞	0	∞	9	9	9	9	9
5	∞	∞	∞	∞	∞	0	6	6	6	6	6
6	∞	∞	∞	∞	∞	∞	0	0	0	0	0

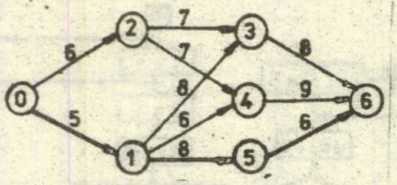


Fig.3. Graphe des tracés d'adduction

Pour chaque série V_i^k, ($i=\overline{0,6}$; $j=\overline{0,6}$; $k=0,1...$)calculée, on incorpore à la matrice précédente une collonne, où l'on écrit les valeurs correspondantes.Parce que $V_i^2 = V_i^3$, ($i=\overline{0,6}$) l'algorithme s'arrête, et la valeur ; $V_0^2=V_0^3=19$ est obtennue sur le chemin minime (0,1,5,6).Il en résulte, donc que le tracé optimal de la magistrale d'adduction ets : S,B,E.L.

4. Conclusions

L'application de la solution proposée offre la possibilité d'un calcul rapide et efficace dans la comparaison d'un nombre très grand des variantes possibles, en assurant une efficience économique supérieure.

Par la valorisation des arcs du graphe topologique on peut résoudre aussi certains problèmes concernant l'optimisation du tracé des artères des réseaux de distribution.

BIBLIOGRAPHIE

1. Berge C., Teoria grafurilor şi aplicaţiile ei, Editura tehnică, Bucureşti, 1969.

2. Kaufmann A., Metode şi modele ale cercetării operaţionale, Editura ştiinţifică, Bucureşti, 1967.

Primită la redacţie la 1 februarie 1984.

DETERMINAREA TRASEULUI OPTIM AL UNEI MAGISTRALE DE ADUCTIUNE CU AJUTORUL TEORIEI GRAFURILOR

Rezumat

In lucrare se prezintă un procedeu de soluţionare a problemei alegerii traseului aducţiunilor magistrale de apă printr-o optimizare cu ajutorul teoriei grafurilor, care poate fi aplicat şi în cazul arterelor reţelelor de distribuţie.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului Politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCTII 1984

ON THE HYDRAULIC STUDY OF MODELS OF STANDARD INTAKES OF WATER WITH A VIEW TO THE OPTIMIZATION OF THEIR PERFORMANCES

Bâlă M., Boeriu P.

The ample hydro-electric development programme worked out in the Socialist Republic of Romania includes all the rivers on the country's territory with a view to increasing the total outputs of hydro-power stations. This programme also provides for the intake of water from the secondary affluents in the upper course of the river being dammed. The distinct steps of the problem in question are : the analysis and design of these so-called "secondary intakes", elucidation of problems connected with their hydraulic operation, and finally the construction of such intakes I.S.P.H. Bucharest has worked out a vast programme for the standardized design of all these secondary intakes, which can be regorded as a "première" in the country's system of hydroenergetic constructions.

The operation of such secondary intakes has been studied in the laboratory of the Chair of Hydrotechnical Structures and Land Reclamation of the P.I.T., with a special view to their optimization ; small-scale hydraulic models were used in these studies.

Eight different types of standard intakes with flow rates ranging between o,63 m^3/s and 16 m^3/s were studied.

In accordance with the proposed research theme, the laboratory studies were concerned with the following factors :

(1) The grid of the intake ;
(2) The collecting pipe ;
(3) The drying drannel ;
(4) The hydraulic controlsection of upstream flow ;
(5) The hydraulic control section of downstream flow ;
(6) The scour valve.

Since it was necessary to use a large number of physically similar models while maintaining the unique character of each, and because there was limited space and a limited range of flow rates available at the laboratory of the Chair, the models were divided into two large grpups ; the first group was formed of the type intake model, which by successive transformations became a type III, type II and Type I intake model, respectively. The second large group of models consisted of large-size intakes of Types V to VIII, respectively ; a Type VIII model was first elaborated, which was then subjected to geometrical transformations and changes in scale until the hydraulic intake models of Types V, VI and VII were obtained.

The first model to be built was the Type IV intake model ; imposing conditions : $\alpha_l = \sqrt[3]{\left(\frac{V_p \cdot Re_p}{V_l \cdot Re_l}\right)^2}$ $\alpha_l < \alpha_{lab}^{2,5}$ $\alpha_Q = \alpha_l$

yielded $\lambda = 5$ for the scale of lengths, i.e. a value that is well within the range of values found in the literature. For the derived quantities, which are frequently used, the following values resulted for the scales of similitude :

- for speeds of flow : $\alpha_v = \lambda^{0,5} = 2,236$
- for flow rates : $\alpha_Q = \lambda^{2,5} = 55,9$

Thus, the following value resulted for the utilizable flow rate of the model : $Q_{im} = \frac{Q_{in}}{55,9} = 44,7\ l/s.$

where Q_{im} = utilizable flow rate on the model and Q_{in} = utilizable flow rate in nature.

Boundary conditions in reference to the flow range under study were provided by means of constructive additions to the model, i.e. various reservoirs (basins), spillways, over flow dams etc.

Figure 1 shows the model built in accordance with the proposed modelling scale, with all the necessary additions.

The dimensions of the trash rack were reduced to the scale of the model, but the 8-mm spacing of the bars the rack makes it unlikley for any perturbation phenomen to distort the measurements of the rack.

For building the Type III intake model, specific elements were altered on the Type IV model. The same scale of lengths, $\lambda = 5$, was perserved, yielding the following value of the utilizable discharge of the model : $Q_{im} = \frac{1600}{55,9} = 28,6\ l/s.$

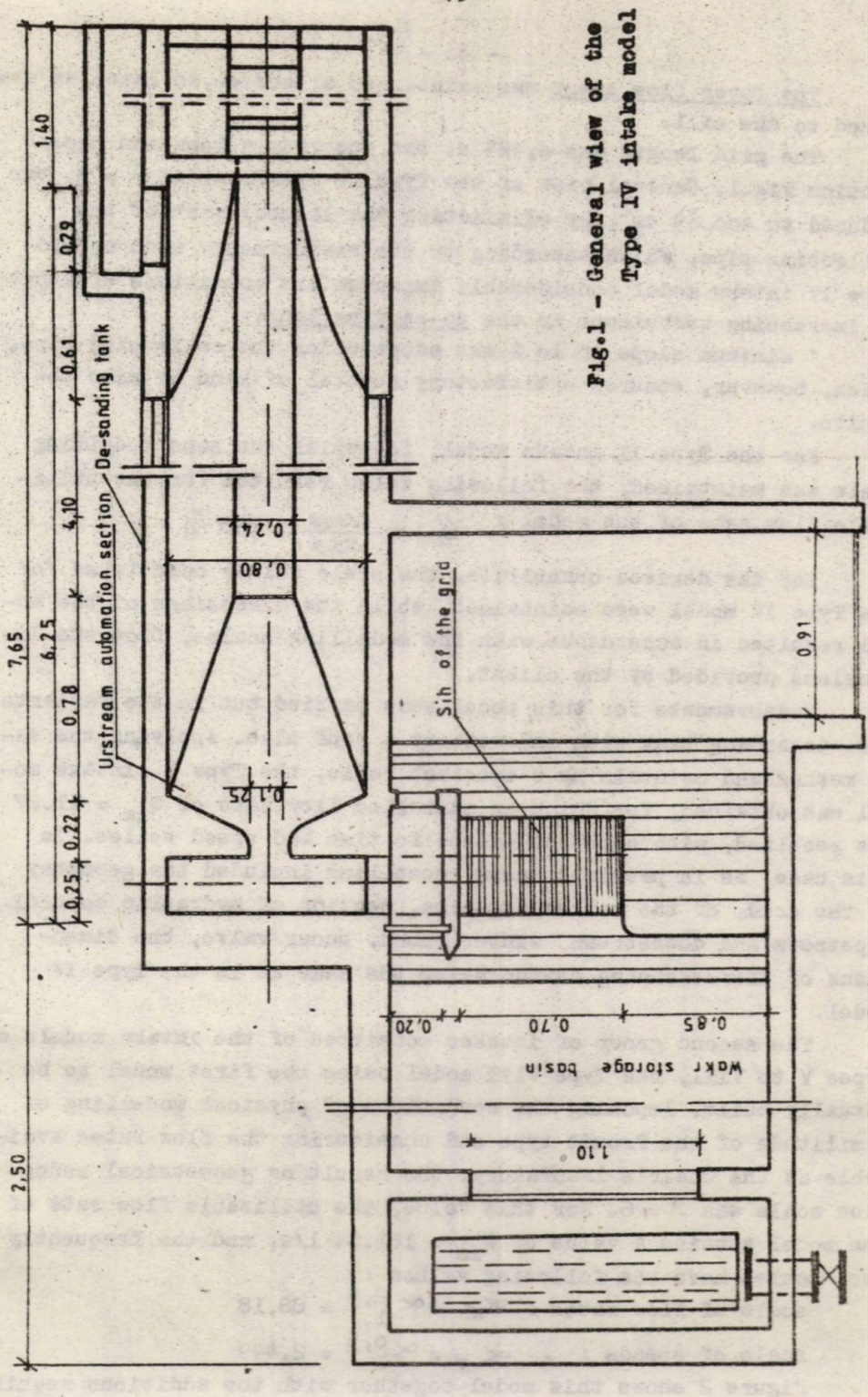


Fig.1 - General view of the Type IV intake model

The Tover flow crest was maintained al the +o,6o level as compared to the sill.

The grid length was o,424 m. The upstream automation cross-section Fig.1. General view of the Type IV intake model $\lambda = 5$, was reduced to 4oo.69 cm^2, by eliminating the lateral part of the collecting pipe, which according to the measurements made on the Type IV intake model considerably improves the conditions of intake by increasing turbulence in the de-sanding tank.

A minimum slope of lo % was adopted for the collecting pipe, which, however, ensures satisfactory removal of sand or silt deposits.

For the Type II intake model, for which the same modelling scale was maintained, the following value resulted for the utilizable flow rate of the model : $Q_{im} = \frac{1000}{55,9} = 17,9$ l/s.

For the derived quantities, the scale values calculated for the Type IV model were maintained, while the dimensions of the model resulted in acoordance with the modelling scales, from the dimensions provided by the client.

Measurements for this model were carried out in two variants, i.e. desanding tank with and without a roof slab. Applying the same methodsand maintaining a constant scale, the Type I. Intake model was obtained, for which an installed flow rate of Q_{im} = 11.27 l/s resulted, with constant calues fo time and speed scales. In this case, as in previous cases, modelling included the geometry of the grid, of the collecting pipe, section of hydraulic control (upstream and downstream) winter funnd, scour valve, the dimensions of the desanding device being the same as in the Type IV model.

The second group of intakes consisted of the intake models of Types V to VIII, the Type VIII model being the first model to be actually built. Imposing the conditions of physical modelling of similitude of the Froude type and considering the flow rates available at the Chair's laboratory, the resulting geometrical reduction scale was $\lambda = 6$. For this value, the utilizable flow rate of the model attains a value of Q_{im} = 181.44 l/s, and the frequently used scales have the following values :

scale of flow rates : $\alpha_Q = \alpha_l^{2,5} = 88,18$

scale of speeds : $\alpha_v = \alpha_l^{0,5} = 2,449$

Figure 2 shows this model together with the additions required

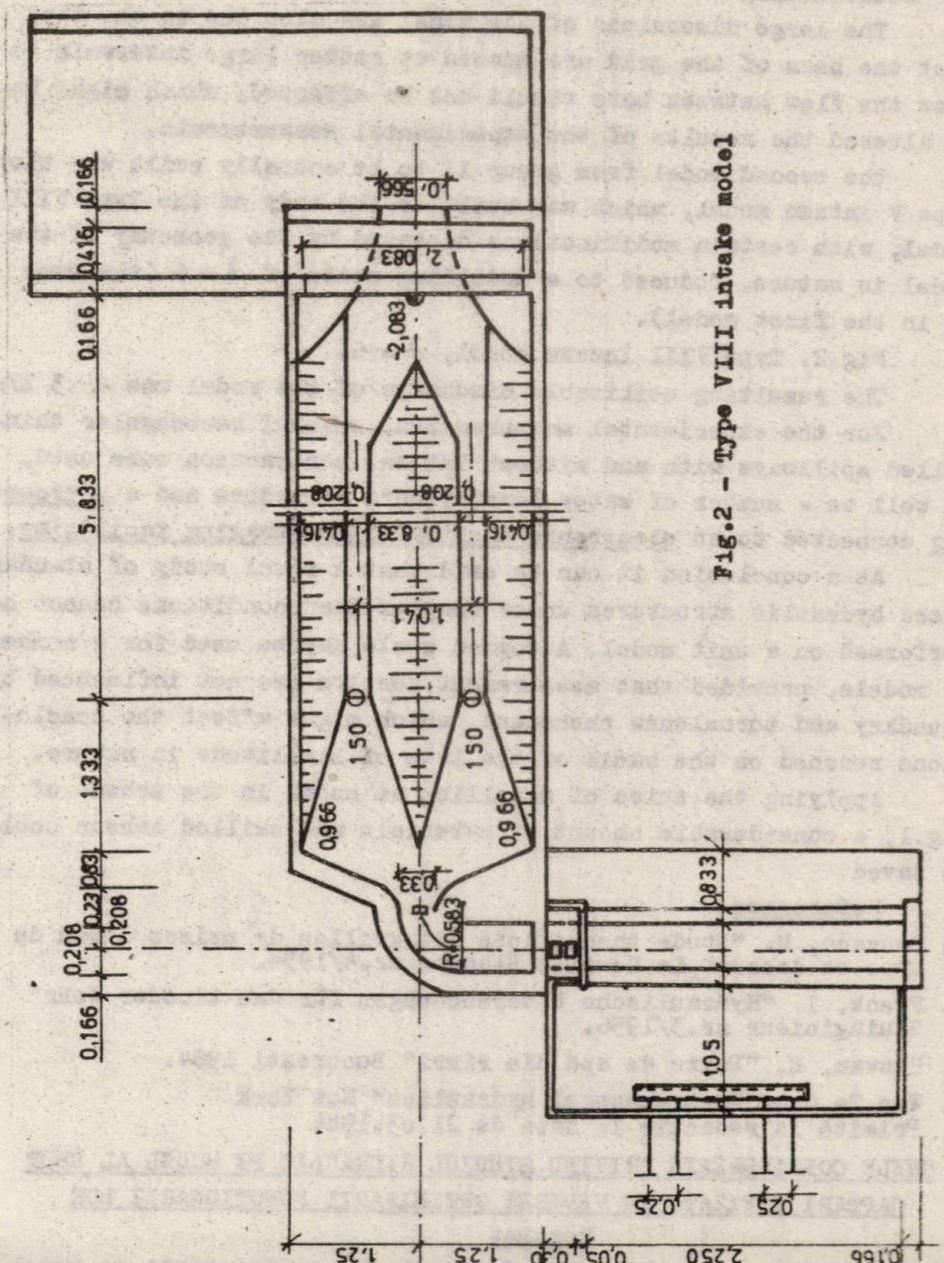


Fig.2 - Type VIII intake model

for establishing the boundary conditions.

The large dimensions of the model are also due to the fact that the bars of the grid are spaced at rather large intervals so that the flow between bars should not be affected, which might have altered the results of the experimental measurements.

The second model from group II to be actually built was the Type V intake model, which was built on the body of the Type VIII model, with certain modifications dictated by the geometry of the model in nature, reduced to a modelling scale of $\lambda = 6$ (the same as in the first model).

Fig.2. Type VIII Intake Model, $\lambda = 6$.

The resulting utilizable discharge of the model was 45.3 l/s.

For the experimental measurements, several rectangular thin-walled spillways with and without lateral contraction were used, as well as a number of water level record recorders and a hydrometer connected to an electronic counter with averaging facilities.

As a conclusion it can be said that a model study of standardized hydraulic structures under complex flow conditions cannot be performed on a unit model. A common scale may be used for a number of models, provided that measurement results are not influenced by boundary and turbulence phenomena, which might affect the conclusions reached on the basis of the laws of similitude in nature.

Applying the rules of modelling as shown in the scheme of Fig.1, a considerable amount of materials and skilled labour could be saved.

References

1. Bouvard, M. "Etude theoretique des grilles de prises d'eau du type en dessus", La Houille Blanche nr.4/1954.
2. Frank, I. "Hydraulische Untersuchungen für das tiroder Wehr" Bauinginieur nr.3/1956.
3. Răzvan, E. "Prize de apă din rîuri" Bucureşti 1964.
4. Wen Te Chow "Open-channel hydraulics" New York

Primită la redacţie la data de 21.03.1984

UNELE CONSIDERENTE PRIVIND STUDIUL HIDRAULIC PE MODEL AL UNOR CAPTARI TIPIZATE IN VEDEREA OPTIMIZARII FUNCTIONARII LOR

Rezumat

Lucrarea prezintă model de rezolvare a cercetării pe model hidraulic al unor captări de apă tipizate.

Prin împărţirea modelelor în două grupe mari şi prin adoptarea raţională a scărilor de similitudine s-a reuşit studiul hidraulic pe model al unui număr de opt captări, folosind două modele.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCŢII 1984

ENERGY LOSSES IN THE CONVEYANCE SYSTEMS OF HYDRO-ELECTRIC SCHEMES

Niccară T., Boeriu P., Bâlă P. x)

Due to the considerable amount of work andmoney invested, special attention is paid, as a rule, to the conveyance system (headwater tunnels, tailrace etc.) of a hydro-electric scheme. The technology of execution and the roughness due to various technological procedures employed by the manufacturers are also factors in determining the installed capacity. The present paper will only be concerned with hydro-electric conveyance systems constructed by means of the so-called "classical" methods - drilling and blasting with explosives ; Most of the modern methods that have appeared in recent years as a result of technological progress still consume too much energy per cubic metre of excavated rock and are therefore not economical ; a large-scale application of such methods seems rather doubtful in the next decade.

Depending on the mechanical properties and the permeability of the rock, aswell as on the operating conditions of the tunnels, the conveyance system of a hydro-electric scheme may be either of the cuivert type or may operate under pressure ; the tunnels may be lined, unlined, or partly lined for protection. Unlike other tunnel types surface roughness of the tunnel is an important factor because of the loss of head. This is a matter of considerable importance where the real capacity of hydro-power schemes is concerned and it applies both to headwaker tunnels and the tunnels through wich the water is pumped and where

x) I.C.C.P.D.C.-Filiala Timişoara
Str. Traian Lalescu nr.2
1900 Timişoara - România

the loss of head must be made up for by means : of a pumping station. With other tunnels, where the loss of head has not been estimated, - e.g., the tunnels carrying the water to the reservoir - the friction values are important for the conveyance capacity of the tunnels and hence also for the building costs.

Designing a water tunnel for a hydro-electric scheme raises not only problems connected with structural analysis, the choice of the most adequate route etc., but also the additional question of correctly assessing the hydraulic characteristics. For a quantitative determination of friction losses in the tunnel, the friction coefficient is estimated in the design phase with the aid of certain relations provided by the literature and which are deduced under similar conditions of execution and geological characteristics, However, too little is still known about these coefficients, and as long as assessment of these values depends on the practical experience of the designer, there must necessarily exist an element of doubt.

On the other hand, the hydraulic analysis of tunnels is based on the theory of water flow in pipes. Unrestricted application of this theory is not always correct. Thus, for exemple, the classical formulae for the determination of the friction coefficient assume a constant distribution of velocity in the pipes, but in reality, this condition is rarely observed in tunnels, where considerable variations in cross-section lead to changes in the velocity of flow. Loss of head is due not only to the separation of turbulent flow from the rough surface of the pipe or tunnel, but also to local accelerations of flow. The quantitative contribution of these factors to the total loss of head is still unknown, though neither of them can probably be expected to be negligible. The need for relations that would permit a more accurate computation of the loss of head due to variations in cross-section has been repeatedly stressed by hydraulic engineers.

Measurements of the cross-section of the headwater tunnel of the hydropower station at Gîlceag/Sebeş have revealed cross-section variations of $\pm$ 2 m^2 larger variations where measured in the tailrace of the hydropower plant of Brădişor, where the resulting difference was almost 20% of the cross-section ; this, of course, produced the same variation in velocity.

Also, the values of relative roughness found in tunnels made by blasting often exceed those measured experimentally on pipes. Even the type of roughness indicated by Morris (1,4) may lead to turbulent flow that may not be described by Colebrook White's equation or by Moody's diagrams.

Still another aspect of flow in tunnels is the determination of the relationship existing between "natural roughness" and "hydraulic roughness", i.e., the determination of the quantitative relation between the magnitude of the roughness parameters directly measured and the magnitude (extent) of the loss of head.

The hydraulic design of tunnels relies entirely on practical experience. The parametres characteristic of friction, the friction coefficient " ", the coefficient of roughness, " ", are taken from data provided by similar tunnels. The basic data available to the designer are limited and always contain an element of doubt.

Further research is therefore required for the hydraulic design of tunnels, and a better theoretical basis should be provided for the optimization of tunnel detailing.

Analysis of a considerable number of papers on the subject has revealed the following important aspects of the problem under discussion :

(1) In general, most papers are based on Prandtl', and von Kárman's theory of friction in pipes, trying to establish a relationship between a number of measurable dimensions of the tunnel and its hydraulic roughness.

(2) Measurements include determination of geometrical elements (cross-sections, the size of overbreak, wetted perimeter, etc.), and hydraulic measurements, including determination of water level, of rates of flow, water temperatures etc.

(3) All measurements have confirmed that under normal conditions, water flow in hydro-electric tunnels is fully turbulent and hence, the loss of head is independent of viscosity and proportional to the square of the mean velocity.

(4) If there is considerable variation in shape and dimensions from one tunnel cross-section to the next, and thus also in the area of cross-section, the area of the cross-section can be taken to represent the roughness of the tunnel wall. The formula for this varies with different authors Rahm's formula being probably the most frequently met.

(5) Most experiments have revealed that there exists a relationship between the variation of cross-section area and the equivalent roughness of the tunnel walls. The existing correlations vary in different countries. It should be pointed out that the combination between local geological conditions and the methods of execution are unique in each country.

(6) Under normal, practical conditions, the loss of head increases with increasing overbreak, although a larger cross-section results. The size of overbreak should therefore be limited.

(7) Some authors are rather doubtful of Manning's formula in case of tunnels with smooth lining, where the strength may not be proportional to the square of velocity.

(8) The most frequently used shape of cross-section is the horseshoe shape, because it is undoubtedly the best compromise between a circular section, which has the best hydraulic performance and produces the smalles stresses in the rock, and the cross-section with a plane raft foundation, which is the most economical shape in point of tunnel drilling and removal of the broken rock.

(9) Reinius' studies on models have shown that in unlined tunnels, the loss of head is influenced by the direction of advance. Tunnels built in the direction of flow resist friction better than those excavated in the opposite direction. This observation is less important with tunnels built by full section drilling.

Conclusions

The conclusions reached in this analysis are of particular practical importance for the hydraulic calculation and the actual energetic performance of hydrotechnical tunnels.

At present, the installed capacity of hydropower plants is calculated mainly on the grounds of the coefficient of roughness proposed by the designer. However, the value achieved in practice is rarely the same as the design value. If, for instance, the actual coefficient of roughness obtained after building a tunnel is $n' = 0.017$ instead of the design coefficient $n = 0.014$, i.e., a difference of about 20 %, we shall have :

$$v = C\sqrt{Ri} = \frac{1}{n} R^{y+0,5} i^{0,5}$$

$$v' = C'\sqrt{Ri} = \frac{1}{n'} R^{y+0,5} i^{0,5}$$

with the ratios of real and design velocities

$$\frac{v'}{v} = \frac{n'}{n}$$

or a ratio of the actual rate of flow to the design rate :

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{1}{1,2} \quad ,$$

and hence a real capacity, $P' = \frac{P}{1,2}$,

where P is the capacity computed by using the proposed coefficient, n, and P' is the capacity actually achieved.

It is therefore important that the roughness coefficient n be determined by accurate measurements for the tunnels of all hydropower stations in this country, and that the real installed capacities of these hydropower schemes be re-calculated on the ground of these new data. Index cards recording the results of hydraulic, geological and geometric measurements of all hydrotechnical tunnels would be beneficial to the designer and would allow calculations to come closer to the technological possibilities of execution characteristic of our country.

On the other hand, the real coefficient of roughness of the tunnels needs to be determined before the tunnels start operation. At present, all headwater tunnels of our hydro-electric schemes have concrete linings, regardless of the geological conditions existing along their routes. Determination of the coefficient of roughness would, for some geologically justified portions of the tunnel route, create the possibility of providing the tunnel walls only with a smooth lining, which would lead to considerable savings in point of manpower, materials, and time and, implicitly, to a gain of energy (head). An additional economic calculation would, however, be necessary, which would analyse the additional expenses required for providing the tunnel with a smooth lining rather than having the cross-section increased.

An efficient method of determining the roughness coefficient n not only for already existing tunnels but also for those under construction is therefore a matter of greatest importance. It would provide the hydraulic engineer with a means of reassessing the initial calculation of head.

REFERENCES

1. Bălă M. "Construcţii hidrotehnice subterane", vol.I, II, Edi-

tura Tehnică Bucureşti 1981

2. Czarnota Z. "Friction losses in rock tunnels" Royal Institute of Technology Stockholm Sweden 1980

3. Colebrooke C.F. "The flow of water in unlined, lined, and partly lined rock tunnels" Proceedings, Institution of Civil Engineers, vol.II paper no.6281 1958

4. Huval C.J. "Hydraulic design of unlined rock tunnels" Journal of the Hydraulics Division ASCE, Vol.95 1969
Primită la redacţie la 15 martie 1984.

PROBLEME ENERGETICE RIDICATE DE CURGEREA APEI IN GALERIILE HIDROTEHNICE

Rezumat

In ansamblul unei amenajări hidroenergetice, un loc deosebit din punct de vedere economic îl au galeriile de transport a apei.

Din această cauză stabilirea corectă a dimensiunii secţiunii transversale atît pentru galeriile de aducţiune cît şi pentru cele de transport a apei ridică probleme deosebite. Aceasta cu atît mai mult cu cît dimensionarea se face pe baza unui parametru aflat la alegerea proiectantului şi anume coeficientul de rugozitate n . Stabilirea acestui parametru se face în prezent pe baza lucrărilor existente care prezintă caracteristici geologice şi tehnologice de execuţie asemănătoare. Pe de altă parte particularităţile de execuţie a unei galerii sau a alteia provoacă variaţii de secţiune care duc la o mărire a coeficientului de rugozitate. O variaţie de aproximativ 2o % a acestui coeficient duce la variaţii de acelaşi ordin a puterii centralei, deci la pierderi de energie. De asemenea nu întotdeauna alegerea unei căptuşeli de protecţie de dimensiuni şi volume importante nu este suficient justificată în zonele în care galeriile traversează roci puternice şi nefisurate.

In lucrare se propune iniţierea unei acţiuni ample de determinare prin măsurători hidraulice directe a coeficientului de rugozitate n pentru toate galeriile construite la noi în ţară şi o reevaluare pe baza acestor date a puterilor instalate reale ale amenajărilor hidroenergetice existente. Intocmirea unor fişe pe baza măsurătorilor directe a tuturor caracteristicilor hidraulice şi geometrice aduce de asemenea la uşurarea muncii proiectanţilor şi efectuarea unor calcule mai apropiate de posibilităţile noi tehnologice de execuţie, specifice ţării noastre.

In altă ordine de idei apare necesitatea determinării coeficientului de rugozitate real pe parcursul execuţiei galeriilor ceea ce ar da posibilitate proiectantului să modifice tipul de căptuşeală ales pe anumite porţiuni justificate din punct de vedere geologic, ceea ce ar duce la economii însemnate de materiale şi manoperă.

Ca deosebit de importantă, apare necesitatea punerii la punct a unei metode de determinarea coeficientului de rugozitate n atît la galeriile existente cît şi la cele în construcţie.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului Politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29 (43) CONSTRUCTII 1984

OPTIMIERUNG DER ABFLUSSGRENZBEDINGUNGEN DES SAMMELKANALS EINES TIROLER WEHRS MIT RECHEN UND FASSUNGSSCHWELLE DURCH DAS ZUSAMMENFUGEN DES PHYSISCHEN UND DES ANALOGEN MODELLS

David I., Boeriu P.

Im Rahmen der hydraulischen Untersuchung von Modellen sekundärer tiroler Wehre mit Rechen und Fassungsschwelle, Untersuchung die zwecks Verbesserung ihres Betriebes unternommen wurde, erwog man das wichtige Problem des Sammelkanals und des Automatisierungsquerschnittes stromaufwärts. Die Art, in der die Modellierung der Gruppe von untersuchten tiroler Wehren - eine Gruppe von acht Fassungen - untersucht wurde, deren installierte Durchflussmenge sich zwischen o,63 und 16 m^3/s befand, wurde in einer früher veröffentlichten Arbeit beschrieben. Gemäss der beschriebenen Modellierungsmethodik wurden zwei grosse Modellierungsgruppen organisiert : die erste umfasste Fassungen des Typs I-IV mit einer installierten Durchflussmenge zwischen o,63 und 2,5 m^3/s und die zweite Gruppe, die Gruppe der sogenannten "grossen" Fassungen umfasste Fassungen des Typs V-VIII mit einer installierten Durchflussmenge von 4,oo und 16,oo m^3/s.

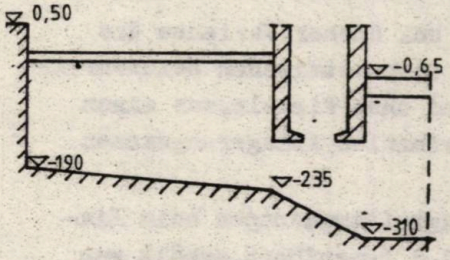


Abb.1 - Längsschnitt

Das erste untersuchte Modell war ein Fassungsmodell des Typs IV, das im Laboratorium in einer Längenskala von $\lambda = 5$ modelliert wurde. Für die installierte Durchflussmenge auf dem Modell im Labor erfolgt eine Durchflussmenge von 44,7 l/s. Die erste untersuchte Variante für den Sammelkanal wird in Abb.1 dargelegt (Variante A), in ihr sinkt das Flutbett des Kanals im Teil des Sammelrechens von -1,8o m zu -2,35 m und hat einen sehr geneigten Teil im Teil des Flutbettes des Wintersammelkanals von -2,35 m zu -3,1o m.

Das physische Aussehen des Durchflusses, sowie die in dieser Variante durchgeführten Geschwindigkeitsmessungen haben aber einen Durchfluss mit hoher Turbulenz hervorgehoben, sowohl im Sammelkanal, als auch in der ersten Hälfte der Länge des Entsanders (Abb.2).

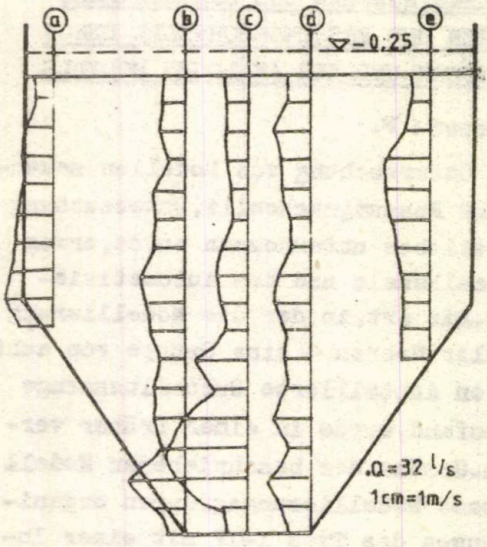


Abb.2 - Geschwindigkeitsverteilung

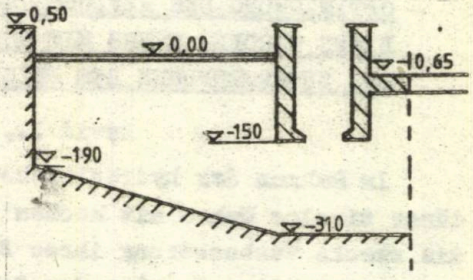


Abb.3 - Längsschnitt

Bei der zweiten Variante des Sammelkanals, Abb.3, wurde die Auflösung der Stromschnelle im Teil des Winterkanals vorgeschlagen, indem man einen kontinuierlichen Durchgang von Kote -1,9o m zu Kote -3,1o m verwirklicht, was auch die Eindrangkote in den Entsander beim Automatisierungsquerschnitt stromaufwärts darstellt (Variante B).

Die Auflösung der Stromschnelle bei dieser Variante des Sammelkanals, Abb.4, hebt einen leicht unsymmetrischen Zeichenriss hervor, ohne grosser Diskontinuität und ohne Wirbeln, was einen ruhigen Betrieb sichert und den alluvionalen Ablagerungszonen ausweicht.

Wenn man gemäss Abb.5 Geschwindigkeitsmessungen beim Eindrang in den Entsander, Durchschnitt 1-1 durchführt, erhält man einen Zeichenriss der asymmetrischen Geschwindigkeiten mit hervorstehenden (ragenden) Spitzen, Abb.6, und die Vereinheitlichung der Geschwindigkeit tritt erst nach der zurücklegung der ersten Hälfte des Ablagerungsbecken (Klärbeckens) ein.

Danach warf man das Problem, entweder der Formänderung des Querschnittes der hydraulischen Kontrolle stromaufwärts, oder der

Formänderung des Sammelkanals auf.

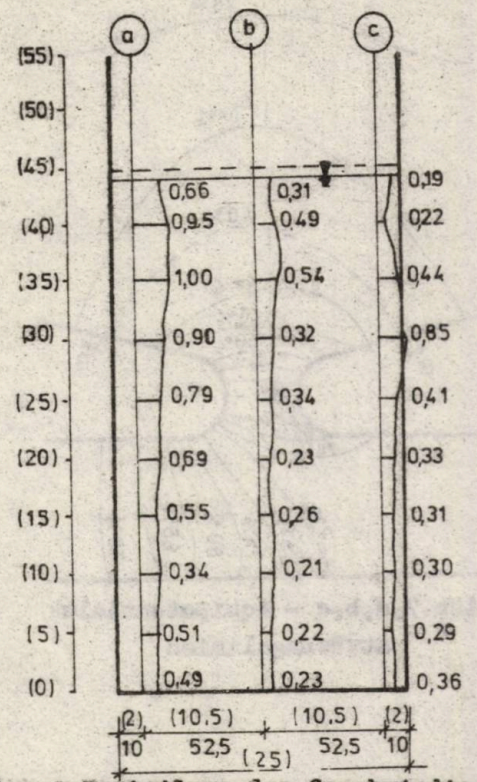


Abb.4-Verteilung der Geschwindigkeiten im Sammelkanal -Variante B, Q_{ins} = 32 l/s

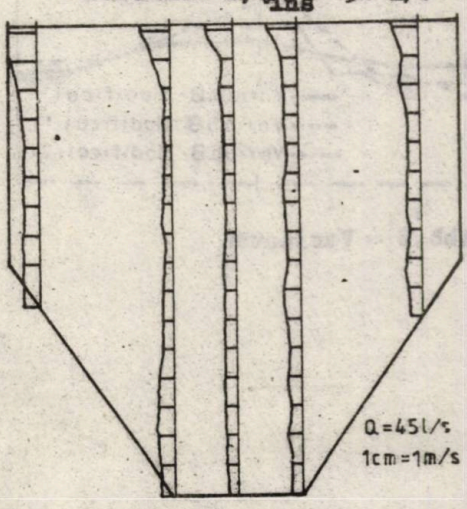


Abb.6-Geschwindigkeitsverteilung

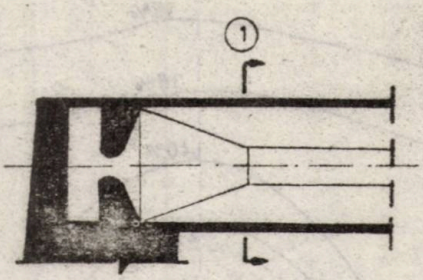
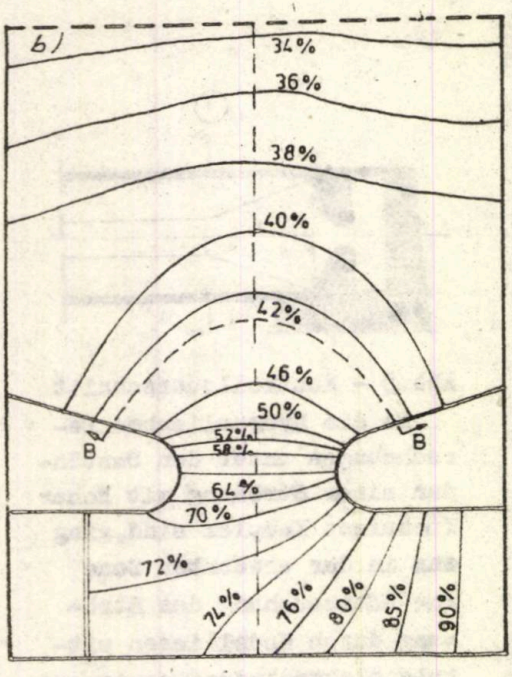


Abb.5 - Kontrollquerschnitt

Da die hydraulischen Berechnungen unter den Umständen einer Strömung mit hoher Turbulenz Komplex sind, ging man in der erwähnten Zone zur Untersuchung der Strömung durch Modellieren mittels elektrohydrodynamischer Analogie über.

Es wurde die B Variante des Sammelkanals geformt (modelliert) und mehrere Hypothesen des Strömungsbildes der äquipotentialen Linien wurden angenommen, u.zw.a) Variante B mit unverändertem Sammelkanal, (Abb.7,a,b) Variante B mit 1 verändert, durch die Verkürzung des Sammelbeutels, Abb.7,b und c) Variante B, 2 verändert durch die Verminderung des Sammelkanalbeutels zur Hälfte, Abb.7,c.

Anhand dieses Strömungsbildes kann man zum Aufzeichnen der geringen Verteilung der Geschwindigkeit in undimensionalem Wert im Durch-



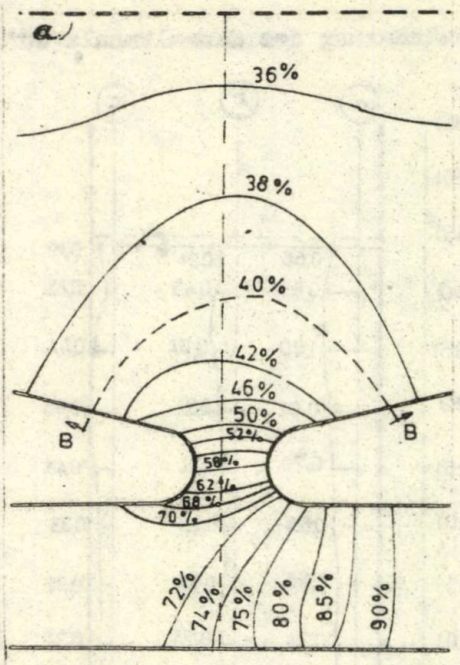
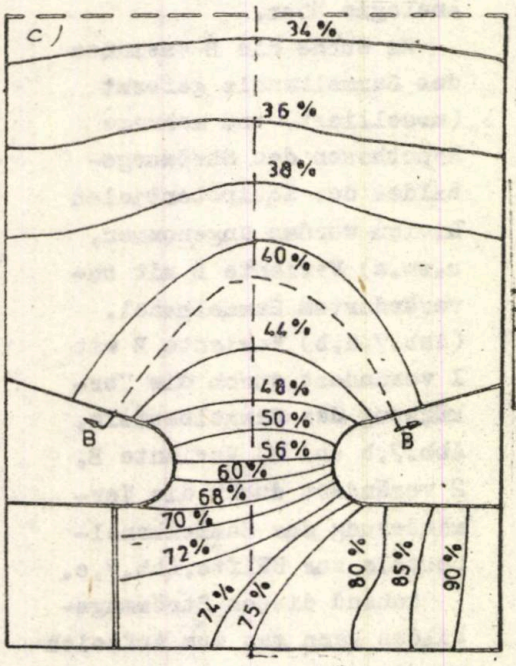


Abb.7,a,b,c - Aquipotentiale Strömungslinien



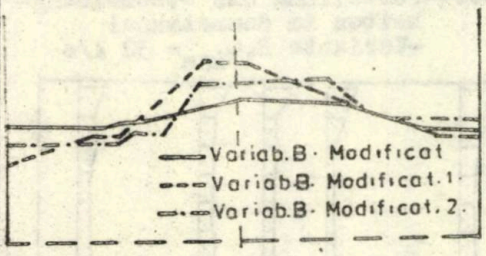


Abb.8 - Varianten

schnitt übergehen,Abb.8,und man gelangt zur Schlussfolgerung,dass die optionale Form des Sammelkanals die in der veränderten 2 Variante B angegebene ist.

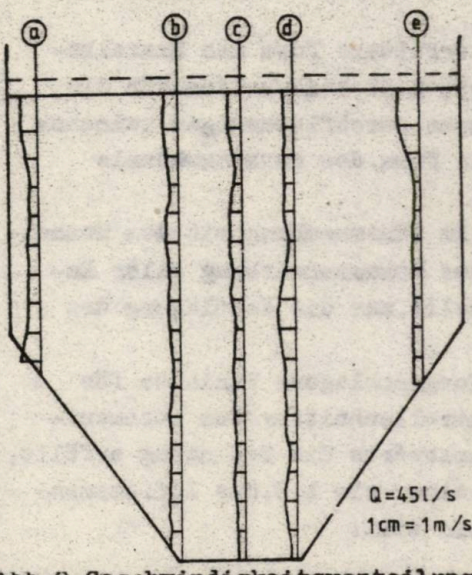


Abb.9-Geschwindigkeitsverteilung

Nach der Ubertragung (versetzung) dieser Variante auf das pysische Modell und das Durchführen der experimentellen Messungen,gelangte man zum erhöhten Zeichenriss der Geschwindigkeit imselben Querschnitt 1-1,Abb.9,der eine genug gleichförmige Verteilung der Geschwindigkeit,ohne wichtige Diskontinuität,die den Betrieb des Entsanders stören könnte,darstellt.

Schlussfolgernd gelangte man durch die Kombinierung der beiden Modellierungsverfahren, der physischen Modellierung und deren durch elektrohydrodynamische Analogie zum Erhalten der optimalen Form des Sammelkanals,so dass die gebotenen Grenzbedingungen einen Betrieb des Entsanders bei maximalen Parametern erlaubt.

Anhand der Untersuchung der experimentellen Messungen kann man beobachten,dass bei der ersten untersuchten Form des Sammelkanals,Variante A,ein Prozentunterschied der Mittelgeschwindigkeit senkrecht bis zu 36 % vorhanden war (Abb.2),während bei der nach dem analogen studium vorgeschlagenen Variante,dieser Unterschied bloss zu 1,3 % gelangt (Abb.9).Es wurden ebenfalls die grossen Unterschiede zwischen den Mittelwerten der symmetrischen Geschwindigkeiten der Senkrechten zur Längsymmetrieachse des Entsanders ausgeschlossen.

Ein anderes Ziel,dass auf dem physischen Modell der erhaltenen Variante nach der analogen Untersuchunge verfolgt wurde,war die Reinigungsmöglichkeit der alluvionalen Ablagerung im Sammelkanal,durch dessen Betrieb in freier Strömung.Die Analyse der hohen Geschwindigkeit im Sammelkanal in den untersuchten Varianten auf dem Modell haben durch die hohe gemossene Geschwindigkeit die

korrekte Reinigungsmöglichkeit des Kanals bewiesen.Die anhand der analogen Betrachtungen vorgeschlagene Variante hat auch die Wirbelbildung - und Wasser - Stockungszone im Kanal ausgeschlossen, Zone die sich unter Betrieb mit freiem Wasserstrahl nicht gereinigt hätte.

Die Anhand dieser Untersuchung erhaltene Form des Sammelkanals wurde auch für Fassungen der Typs I-IV beibehalten.Für die Gruppe der grossen Fassungen - gefasste Durchflussmengen zwischen 4 und 16 m^3/s - hat der Entwerfer die Form des Fassungskanals geändert.

Das letzte untersuchte Problem im Zusammenhang mit dem Sammelkanal,das eigentlich eine Synthese der Zusammenwirkung aller Bestandteile eines tiroler Wehrs darstellt,war die Festlägung des Stättigungspunktes.

Man hat festgestellt,dass die vorgeschlagene Variante für den Sammelkanal,zusammen mit dem Kontrollschnittsystem stromaufwärts-Entsander-Kontrollschnitt stromabwärts die Bedingung erfüllt, dass sie gefasste Durchflussmenge kleiner als 1,3,die Zuflussmenge auch unter Hochwasserbedingung sein soll.

Bibliographie

1. Bălă M.,Boeriu P. "Unele considerente privind studiul hidraulic pe model al unor captări tipizate în vederea optimizării funcţionării lor" Bul.St.Tehnic I.P.T. 1981
2. Bouvard M. "Etude theoretique des grilles de prises d'eau du type "en dessus","La Houille Blanche" nr.4/1954
3. Frank I. "Hydraulische Untersuchungen für des tiroder Wehr" Bauingenieur nr.3/1956
4. Lupu I. "Problemele hidraulicii prizelor cu grătar de fund" Studii de hidraulică vol.III,Bucureşti 1961
5. Răzvan E. "Prize de apă din rîuri" Bucureşti 1964
6. [illegible]sner P.,Marinescu G."Calculul hidraulic al grătarelor la prizele de fund",Hidrotehnica nr.3/1963

Eingereicht am 21.03.1984

OPTIMIZAREA CONDITIILOR LIMITA DE CURGERE A CANALULUI COLECTOR A UNEI CAPTARI CU GRATAR SI PRAG DE CAPTARE PRIN IMBINAREA MODELULUI FIZIC CU CEL ANALOGIC

Rezumat

Pentru realizarea condiţiilor optime de curgere într-o captare cu grătar şi prag de captare,în urma unui studiu de modelare au rezultat mai multe variante.Prin îmbinarea modelului fizic cu cel analogic a rezultat în final varianta optimă,după studierea mai multor soluţii pe modelul analogic,fiind eliminate astfel modelele respective fizice.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului Politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCTII 1984

BERECHNUNGSMUSTER ZUR BESTIMMUNG HYDRODYNAMISCHEN UNVOLLKOMMENHEITSWIRKUNG BEI VERSANDETEN FILTRIERROHREN

David I.

1. Allgemeine Betrachtungen

Es ist bekannt, dass die Filtrierrohre, unabhängig von ihrem Verwendungsbereich (Brunnen, Dränagen, Sonden usw.), mit Perforationen (Einschnitten, Schlitzen) versehen sind, durch die Flüssigkeit in das Rohr dringt. Das Vorhandensein dieser Perforationen führt zu hydrodynamischen Unvollkommenheiten, die einen örtlichen Druckverlust beim Eindringen der Flüssigkeit in das Rohr hervorrufen.

In der Fachliteratur gibt es zahlreiche Arbeiten, die die Berechnung der hydrodynamischen Unvollkommenheitswirkung, sowohl im Bereich der Dränagen, als auch in dem des Erdöls (1), (2)..... behandeln. Sie beziehen sich aber nur auf die Unvollkommenheitswirkung im Ausserendes Rohres, das mit dem porösen Stoff in Berührung kommt, da die Unvollkammenheitserscheinung im Inneren, das mit der Flüssigkeit in Berührung kommt, übersehbar sind.

Im Falle der Versandung des Rohres erscheint auch im Innenraum eine Berührungswirkung mit dem porösen Stoff, ähnlich mit der von der Aussenseite (Abb.1). Diese zusätzlichen Wirkungen der hydrodynamischen Unvollkommenheit werden von der Fachliteratur nicht behandelt. In (4), Seite 285 werden versandete Filtrierleitungen behandelt, bei denen zwischen den beiden porösen Stoffen eine vollkommene Berührung, sowohl von der Innen - , als auch von der Aussenseite des Rohres angenomenwird.

In der Arbeit wird ein Berechnungsmuster hydrodynamischer Unvollkommenheit beim Eindrang in geschlitzte Filtrierrohre dargelegt, die versandet sind, das heisst sich in unmittelbarer Berührung mit dem porösen Stoff, sowohl im Aussen als auch im Innen befinden.

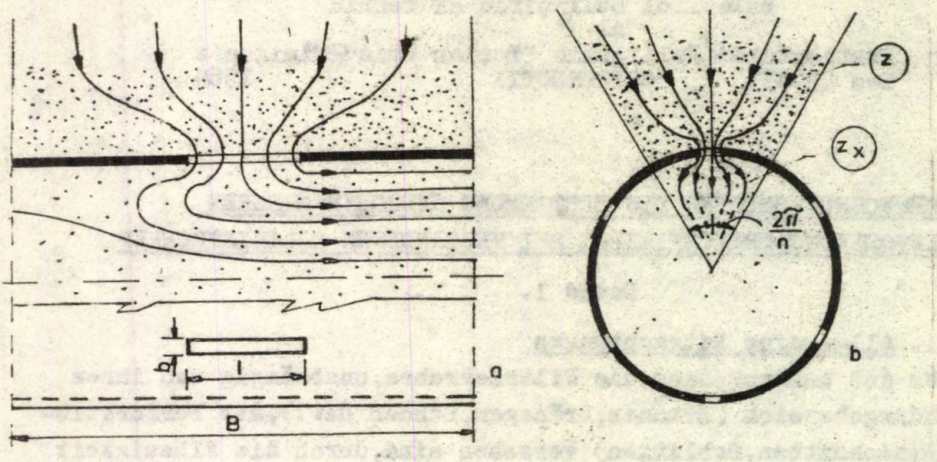


Abb.1 - Schema der Strömungslinien in versandeten Filtrierrohren

2. Darlegung des Berechnungsmusters

Um die reelle Auswirkung der Unvollkommenheit zu umfassen, muss man das räumliche Kennzeichen der Bewegung im Auge behalten, Tatsache die eine Krümmung der Strömungslinien, sowohl in der Ebene der Erzeugenden (Abb.1,a), als auch auf senkrechter Ebene (Abb.1,b) in beiden Bereichen, den Ausseren und den Inneren bestimmt.

Zu diesem Zweck, indem wir nach dem Berechnungsmuster vorgehen, das vom Verfasser des (3) verwendet wurde, berücksichtigen wir zuerst die Bewegung senkrechter Ebene auf der Rohrachse, und nehmen an, dass der Schlitz durchgehend ist, Tatsache die mit der Annahme einer ebenen Bewegung in senkrechter Ebene gleichzustellen ist. Die nächste Stufe berücksichtigt die ebene Bewegung in der Fläche der Erzeugenden, die einem durchlaufenden, ideellen Drän auf der Umfangslinie des Rohres entspricht. Anhand dieser Lösungen werden Konzentrationskoeffizienten für die Durchflussmenge in beide Richtungen eingeführt. Durch die lineare Kombinierung der beiden Lösungen erhält man Berechnungsformeln zur Schätzung der hydrodynamischen Unvollkommenheit.

Um die Bewegung in der Ebene der Senkrechten zur Erzeugenden festzulegen, wird ein veranschaulichender Sektor mit einem Offnungswinkel von $2\pi/n$ angenommen (Abb.2). Man kann beobachten, dass die olomorphen Funktionen :

$$\varphi = \frac{1}{2}\left(z^{n/2} + \frac{r_o^n}{z^{n/2}}\right) ; \quad \varphi_* = -\frac{1}{2}\left(z_*^{n/2} + \frac{r_o^n}{z_*^{n/2}}\right) \qquad (1)$$

Sie verwirklichen die Darstellung gemäss der beiden Gebiete: em Ausseren (z), bzw. dem Inneren (z_*) des Rohres, an der oberen albebene aus (ζ) bzw. (ζ_*). In klammer sind die der (ζ_*) Ebene ntsprechenden Punkte angeführt.

Anhand dieser Beobachtungen kann der Einfluss der Krümmungen ler Strömungslinien in den beiden Gebieten, dh. einschliesslich die von den Schlitzen hervorgerufene hydrodynamische Unvollkommenheit nach demselben Muster behandelt werden, indem man selbsverständlich die verschiedenen Filtrierkoeffizienten : k_e für den äusseren, porösen Stoff, bzw k_i für den inneren Stoff (den versandeten) im Auge behält.

Der Schnitt aus der Ebene (z), bzw. (ζ), der dem Schlitz im Rohr entspricht, ist der Breite δ :

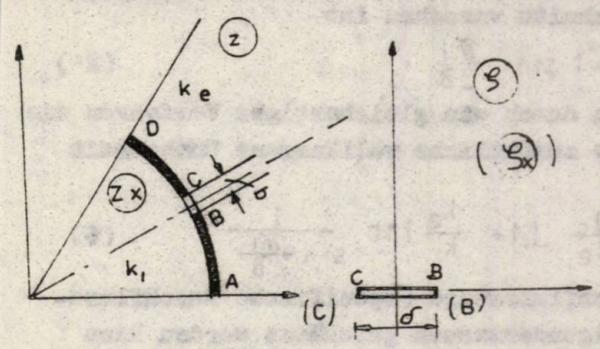


Abb.2-Schema der Übereinstimmung der Komplexen Ebenen z -

$$\delta = 2 r_o^{n/2} \sin \frac{n b}{4 r_o} \qquad (2)$$

Den Bewegungen auf physischer Ebene (z), bzw. (z_*) entsprechen Bewegungen auf den Ebenen (ζ), bzw. (ζ_*) mit gleichem Komplexen Potential :

$$F(\zeta) = - \frac{Q}{\pi} \ln \frac{\zeta + \sqrt{\zeta^2 - \delta^2/4}}{\delta} \qquad (3)$$

in dem für die Bewegung aus (ζ_*) ζ durch ζ_* ersetzt wird.

Indem man ähnlich wie in (3) vorgeht, geht man mittels der Umwandlungen (1) zum Komplexen Potential der Bewegungen auf physischer Ebene, und danach zum Schätzen der Auswirkung der Krümmung der Strömungslinien, gegenüber einer gewöhnlichen radialen Bewegung über und man erhält somit eine zusätzliche Unebenheit, hervorgerufen von diesen Auswirkungen. Sie hat das Aussehen :

$$\Delta H_f = \frac{Q}{n \pi k_e} \left(1 + \frac{k_e}{k_1}\right) \ln \frac{1}{\sin \frac{n b}{4 r_o}} \qquad (4)$$

wo Q die Durchflussmenge darstellt, die ins Rohr in einem Meter Länge auf seiner ganzen Umfangslinie eindringt.

Mittels einer guten Approximation, wenn man von der longitudinalen Bewegung absieht, kann man auf der Ebene der Erzeugenden

(Abb.1,a) annehmen,dass der Einfluss der Krümmung der Strömungslinien im Inneren des Rohres (Ausspannung von "| " zu "B") mit dem im äusseren Teil des Rohres gleichartig ist.

Anhand dieser Beobachtung,durch die Verwendung der Konformen Umwandlung :

$$\varphi = \frac{1}{2} \sin \frac{\pi z}{B} \qquad (5)$$

die das Breiteperiodizitätsband B umwandelt,das in der oberen Halbebene mit einem Längsschnitt versehen ist

$$\delta = l \sin \frac{\pi l}{2B} \qquad (2')$$

(wie in Abb.2,b),erhält man durch ein gleichartiges Verfahren wie im vorhergehenden Fall eine zusätzliche vollkommene Unebenheit (Aussen und Innen) :

$$\Delta H_l = \frac{Q_c}{\pi k_e} \left(1 + \frac{k_e}{k_i}\right) \ln \frac{1}{\sin \frac{\pi l}{2B}} \qquad (6)$$

Q_c ist eine Berechnungsdurchflussmenge (spezifische Durchflussmenge),die anhand von Q folgendermassen geschätzt werden kann :

$$Q_c = \frac{Q}{2\pi r_o} B \qquad (7)$$

Die beiden Druckverlusttypen können in eine einheitliche Form gebracht werden :

$$\Delta H_t = \frac{Q}{k_e} \varphi_t \quad ; \quad \Delta H_l = \frac{Q}{k_e} \varphi_l \qquad (8)$$

wo die Koeffizienten φ_t und φ_l den folgenden Ausdruck haben :

$$\varphi_t = \frac{1}{n\pi k_e} \left(1 + \frac{k_e}{k_i}\right) \ln \frac{1}{\sin \frac{nb}{4r_o}} \qquad (9)$$

bzw.:

$$\varphi_l = \frac{1}{2\pi^2} \frac{B}{r_o} \left(1 + \frac{k_e}{k_i}\right) \ln \frac{1}{\sin \frac{\pi l}{2B}} \qquad (10)$$

Der reelle Druckverlust wird eine lineare Kombination der beiden Ausdrücke sein.

Den Ausdruck der Schwere - und Konzentrationskoeffizienten α und β bestimmt man,indem man die Schlitzarten (Einschnittarten) erwägt,mit denen das Rohr versehen ist.

Im Falle verhältnismässig langer Schlitze in der Länge der

$$\Delta H = \frac{Q}{k_e}\left(\alpha \varsigma_t + \beta \varsigma_l\right) = \frac{Q}{k_e}\varsigma \qquad (11)$$

Erzeugenden ($l >> b$), wird die Verlustschwere von der Krümmung der Strömungslinien senkrecht auf die Erzeugende (ς_t) angegeben. Da die reellen Schlitze eine bestimmte Länge $l < B$ besitzen, erscheint die Einführung eines Ausgleichkoeffizienten nötig, der die Erhöhung der Durchflussmenge erwägt gegenüber der, die auf einen durchgehenden Schlitz entfällt. Wenn wir die Hypothese einer neuen linearen Verteilung annehmen, erfolgt $\alpha = B/l$. Die Krümmungsauswirkung der Strömungslinien senkrecht zur Erzeugenden bleibt unverändert ($\beta = 1$).

Im Falle entwickelter Einschnitte haupsächlich auf der umfangslinie ($l << b$), wird die Krümmungsauswirkung der Strömungslinien umgekehrt sein, was zu $\alpha = 1$ und $\beta = 2\pi r_o/nb$ führt.

Für $k_i \to \infty$, dh wenn das Rohr nicht versandet ist und sich im Inneren nur freie Flüssigkeit befindet, bleiben die Ausdrücke für den Druckverlust diejenigen, die vom Verfasser in (3) festgelegt wurden.

3. Schlussfolgerungen

In der Arbeit wurde das Problem der hydrodynamischen Unvollkommenheitsauswirkung bei versandeten Filtrierrohren untersucht.

Es wurde ein in Formeln verwirklichtes Berechnungsmuster aufgestellt, zur tatsächlichen Bestimmung der zusätzlichen Druckverluste beim Eindringen der Flüssigkeit durch Filtrierrohre, die mit Schlitzen (Einschnitten) versehen wurden, und das Rohr wurde versandet.

Die Erkenntnis der Druckverluste unter diesen vielseitigen Bedingungen ermöglicht eine genauere Untersuchung der Hydraulik von Filtrierrohren, sowohl auf dem Gebiet der Bohrungen und Dränungen, als auch hauptsächlich auf dem Gebiet der Ausnutzung von Olsonden.

Von dieser Grundlage ausgehend, kann z.B. die gesamte Theorie der versandeten Sonden neugewertet werden.

Bibliographie

1. Cavelaars, J.C. "Problems of water entry into plastic and other drain tubes" Agricultural Engineering Symposium of

the Institution of Agricultural Engineers on 13 Sept.1967, Silsol,Bedford,England

2. Widmoser,P. "Potentialströmung zu geschlitzten Rohren" Schweizerische Bauzeitung,Heft 52,1966
3. David,I. "Uber ein Berechnungsverfahren der Verlusthöhe beim Eintrittswiederstand des Wassers in die Drainrohre" Revue Roumaine des sciences tehnique,serie de Mec.Appl.Tom 28, No.1,1983
4. Caeţu,I. "Hidraulică generală şi subterană" Ed.did.şi ped. Bucureşti 1971
5. Oroveanu,T.,Ionescu,P. "Asupra unei probleme de imperfecţiune hidrodinamică a sondelor" Inst.de Petrol şi gaze,studii,1, 1955

Eingereicht am 2o.o3.1984

UN MODEL DE CALCUL PENTRU DETERMINAREA EFECTULUI IMPERFECTIUNII HIDRODINAMICE LA TUBURILE FILTRANTE INNISIPATE

Rezumat

In cadrul lucrării se analizează efectul imperfecţiunii hidrodinamice a perforaţiilor unei coloane filtrante în condiţiile complexe cînd coloana este înnisipată.

In baza unei schematizări adecvate,prin aplicarea unor transformări conforme succesive,se stabilesc formule de calcul pentru evaluarea pierderilor de sarcină cauzate de imperfecţiunea hidrodinamică combinată cu efectul înnisipării.

Formulele stabilite se utilizează în calculul hidraulic al sondelor,captărilor şi drenajelor subterane.

Pierderile de sarcină sînt exprimate prin intermediul unui coeficient adimensional,denumit coeficient de rezistenţă la intrare care depinde de geometria perforaţiilor şi raportul dintre permeabilitatea mediului poros exterior,respectiv permeabilitatea mediului din zona înnisipată,interioară tubului.

Formula generală stabilită pentru coeficientul se poate particulariza pentru tipurile uzuale de perforaţii practicate pe peretele tubului de dren : fante longitudinale dezvoltate pe direcţia generatoarei,fante transversale scurte sau lungi,dezvoltate de-a lungul circomferinţei.

Buletinul Stiinţific şi Tehnic
al
Institutului Politehnic "Traian Vuia" Timişoara
Tom 29(43) CONSTRUCTII 1984

ANGHEL SALIGNY - ACTIVITATEA ŞI OPERA LUI
130 DE ANI DE LA NASTEREA SA

Stănescu D.* , Bondariuc V. , Băncilă R.

Mijlocul veacului al XIX este puternic marcat de evenimente care au devenit pagini importante ale istoriei noastre. Oameni deosebiţi zidesc modest dar cu perseverenţă temelia progresului naţiunii româneşti. Din pleiada bărbaţilor remarcabili face parte şi Anghel Saligny, născut la 17 mai 1854 în satul Serbăneşti, din actualul judeţ Galaţi. Tatăl său se trăgea dintr-o familie de hughenoţi, nevoită să-şi părăsească ţara natală -Franţa- în urma revocării "Edictului de la Nantes" în anul 1685 şi să se stabilească în Prusia. A venit în Moldova ca educator al copiilor unor familii de boieri moldoveni şi a optat pentru cetăţenia română după Unire, în 1859. Anghel Saligny a urmat şcoala elementară şi gimnaziul din Focşani, după care este trimis la Potsdam pentru a urma liceul. Din cauza situaţiei materiale modeste duce o viaţă austeră, grea. După absolvire se înscrie la Universitatea din Berlin, dar curînd, se transferă la renumita Scoală Politehnică de la Charlottenburg, pe care o absolvă în 1874 specializîndu-se în poduri - sub conducerea renumitului profesor Schwedler. Pentru a-şi desăvîrşi pregătirea profesională, lucrează pe mai multe şantiere din Germania, printre care şi la construcţia liniei Cottbus-Frankfurt pe Oder, unde a fost remarcat de cunoscutul profesor Mehrtens de la Politehnica din Dresda, care îi propune să rămînă în Germania şi îi oferă un loc la

---

* Centrala de construcţii căi ferate, B-dul Dinicu Golescu nr.38, sector I, Bucureşti, Cod.77113.

catedra de Poduri. Saligny însă refuză această tentantă ofertă, considerînd că România -ţara sa- are nevoie de munca şi priceperea sa.

Intors în ţară, în ianuarie 1876, este numit în modestul post de inginer ordinar clasa III-a la Ministerul Lucrărilor Publice.

In anul 1877 este însărcinat cu supravegherea tehnică a lucrărilor de construcţie a liniei Ploieşti-Predeal, concesionată de firma engleză Grawley. In anul 1879, după consumarea celebrei afaceri "Strussberg" -concesionarul liniei Bucureşti-Vîrciorova-statul român răscumpără căile ferate concesionate la străini şi trece la executarea noilor linii cu mijloace proprii. Din echipa de tineri ingineri care execută linia Buzău-Mărăşeşti între anii 1879-1881 se numără şi Anghel Saligny. Rezultatele sînt foarte bune, iar costul pe kilometru de linie s-a redus la 100.000 lei faţă de 270.000 cît trebuia plătit firmelor străine. In anul 1881 se înfiinţează Serviciul de Poduri a cărui misiune, printre altele, este construirea noilor linii Adjud-Tg.Ocna, Bîrlad-Vaslui. Saligny, numit director al acestor linii, are de rezolvat unele probleme grele, ca cele legate de podurile peste Siret şi Trotuş. Din anul 1883 Anghel Saligny este numit şeful Serviciului de Poduri. In anul următor, în cadrul Administraţiei CFR este înfiinţat Serviciul de Docuri condus de Saligny şi se începe proiectarea şi execuţia docurilor şi silozurilor din porturile Galaţi şi Brăila. Soluţia concepută de Saligny silozuri de cîte 25000 t. din beton armat prefabricat în celule solidarizate cu stîlpi din beton armat, cu armătură sudată, a fost o premieră mondială, deoarece pînă la acea dată în marile porturi din Europa şi America, silozurile erau construite din lemn sau metal.

Odată cu obţinerea pe cîmpurile de luptă a independenţei şi alipirea Dobrogei, se impune imperios legarea ţării cu poarta spre lume-portul Constanţa de la Marea Neagră. Traversarea Dunării între Feteşti şi Cernavodă punea probleme tehnice grele. Conferinţa Dunării de la Londra din 1882, analizează şi fixează condiţiile pentru traversare.

Statul român a numit o comisie alcătuită din trei ingineri români avînd ca experţi pe profesorii Winkler de la Berlin şi Collignon de la Paris, iar ca secretar pe Anghel Saligny. In 1882 se publică caietul de sarcini, iar în anul 1883 are loc concursul internaţional în cadrul căruia au fost prezentate opt proiecte ale unor firme de renume din Franţa, Germania, Elveţia, printre care amintim Bâtignolles, Fieves Lille, Eiffel şi altele; nici unul din proiecte însă

nu a fost considerat corespunzător.

In anul 1886 a avut loc un al doilea concurs la care s-au prezentat cinci proiecte, fără însă a fi găsită o soluţie bună. In ultima instanţă s-a decis ca proiectul să fie întocmit de către administraţia CFR cu forţe proprii. In noiembrie 1887 a fost înfiinţat un serviciu special sub conducerea lui A.Saligny care avea doar 33 de ani-şi trebuia să proiecteze şi să conducă execuţia uneia dintre cele mai importante lucrări de poduri ale epocii. S-a angrenat într-o muncă istovitoare, cu un colectiv redus de tineri ingineri români. Trăieşte cu întreaga sa fiinţă numai pentru realizarea "podului". Este hărţuit de birocratism, indiferenţă şi uneori chiar rea credinţă. Pentru documentare a vizitat cîteva şantiere din străinătate şi a poposit la marele pod de la Firth of Forth sfătuindu-se cu renumiţii constructori Fowler şi Baker.

In proiect s-a stabilit ca fundaţiile să fie coborîte pînă la 30 metri sub oglinda apei, realizate cu cheson cu aer comprimat. Pentru suprastructură s-a ales soluţia grinzii continue cu articulaţii (Gerber).

O problemă controversată a fost alegerea materialului metalic. Avizele prevedeau folosirea fierului pudlat, Saligny a intuit că oţelul moale produs în cuptoarele Siemens-Martin prezintă calităţi deosebite şi prezentînd argumente de necontestat, deşi nu era specialist metalurg, obţine avizul. Hotărîrea lui a fost salutară şi a făcut posibil ca podul să fie şi astăzi în exploatare. In decembrie 1889 proiectul este predat şi aprobat.

La licitaţiile care au avut loc în anul 1890, ferma Fieves-Lille a obţinut uzinarea podului Cernavodă, Schneider a podului Borcea, iar Cokerill din Belgia a celor trei viaducte Borcea, Iezer şi Dunărea.

La 9 octombrie 1890 s-a pus piatra fundamentală. Fundaţiile au fost executate pe chesoane cu aer comprimat avînd camerele de lucru metalice şi ajungîndu-se la presiuni de lucru de 3,2 atmosfere. La viaducte fundaţiile sînt executate pe piloţi de lemn de stejar (cca.10000 bucăţi). S-au săpat în cheson cu aer comprimat, 62.000 mc. de pămînt.Elevaţiile din moloane de granit de Măcin,legate cu var hidraulic au însumat cca.100.000 mc.de zidărie.Pentru montajul celor 15000 t. de tabliere metalice s-a folosit metoda de montaj pe schele de lemn, a căror piloţi au fost introduşi în ape cu adîncime de 10-15 m. Schelele au fost construite la nivelul a-

pelor mari, iar după montaj, tablierul a fost ridicat cu prese hidraulice de 500 tf, la cota definitivă odată cu subzidirea elevaţiilor. Deschiderea independentă centrală a fost montată pe schela de lemn executată în firul Dunării la 31 m peste oglinda apei.

Construcţia podurilor avînd lungimea de 4088 m şi deschiderea centrală de 190 m, fiind la acea epocă cea mai mare deschidere din Europa continentală, a durat cinci ani. Costul total al lucrării a fost de 35.000.000 lei aur. Coordonarea lucrărilor executate de mai multe antreprize din diverse ţări şi cu mulţi muncitori aduşi de asemenea din străinătate a fost aşa de bine organizată de directorul şantierului Anghel Saligny încît nu s-a înregistrat nici un conflict juridic.

Este incontestabil că podurile dunărene simbolizate prin podul Cernavodă, au reprezentat piatra de încercare şi încununarea activităţii acetui "Om" şi în acelaşi timp un monument de artă tehnică a constructorilor români.

Se cuvine să redăm aprecierea unui poet -Alexandru Vlahuţă din "România Pitorească" :"frumuseţea şi măreţia acestei puternice întrupări a geniului românesc "...şi mai departe..."uriaşa împletitură de fier pe care aleargă zguduitoarele trenuri pare că pluteşte în aer uşoară ca o dantelă".

Imediat după terminarea lucrării Saligny este numit la 7 octombrie 1895, director general al Căilor Ferate. Sub conducerea lui se sporesc arterele de circulaţie, se leagă Bucureştiul cu Berlinul, se promovează legea pentru organizarea căilor ferate, se instituie controlul asupra activităţii economice. In aceeaşi perioadă a preluat şi serviciul maritim organizînd linia română a Orient Expresului Rotterdam-Constanţa, iar pentru călători a asigurat veporul care lega Constanţa de Constantinopol.

In vara anului 1899 marele său înaintaş Gh. Duca care fusese director general al Căilor Ferate şi era Directorul lucrărilor din portul Constanţa, s-a stins din viaţă. In locul lui la 13 august 1899 este numit Anghel Saligny care a condus lucrările pînă la 23 decembrie 1910. Sub conducerea lui se refac studiile asupra dimensionării şi construcţiei portului. In noua concepţie este creeat un port modern şi aşa de bine gîndit, încît a putut face faţă traficului maritim pînă în anul 1965, cînd au început lucrările ample de sporire şi modernizare a portului Constanţa.

In anul 1910, Saligny părăseşte activitatea din Ministerul Lu-

orăriilor Publice după 35 ani de activitate. In acelaşi an este numit Director General al Direcţiei Imbunătăţirilor Funciare din Ministerul Agriculturii. Aici iniţiază studii ample de îndiguiri a ostroavelor dintre Borcea şi Dunăre, din Dunăre şi Braţul Măcin, lucrări de irigaţii, de asanări etc. Războiul Balcanic din 1912 - 1913, apoi pregătirile pentru Războiul Mondial nu au permis aducerea în viaţă a acestor importante proiecte pentru economia ţării noastre.

In 1915 i s-a încredinţat conducerea Direcţiei generale a aprovizionării cu muniţii a armatei române, care se pregătea pentru marea încleştare a poporului român în vederea realizării milenarului vis - Unirea tuturor românilor într-o singură ţară - . A organizat fabrici de muniţii, a dezvoltat arsenalele, a achiziţionat muniţii din străinătate.

In anul 1918 a fost numit ministru al Lucrărilor Publice.

Se cuvine să amintim un alt aspect al activităţii lui Anghel Saligny - cel dedicat şcolii româneşti.

La 29 noiembrie 1884 Saligny este numit profesor de poduri la "Scoala Naţională de Poduri şi Sosele". Prin modul strălucit cu care îşi preda cursul, prin stilul său de lucru cu tinerii studenţi este unul din cei mai iubiţi şi veneraţi profesori. A făcut parte din corpul profesoral pînă la 1 octombrie 1914, rămînînd toată viaţa membru în comisiile de perfecţionare a cadrelor inginereşti.

Tot în scopul perfecţionării corpului tehnic a fost membru fondator al Societăţii Politehnice în 1881, fiind un corespondent permanent al buletinului ştiinţific editat de această societate.

Anghel Saligny a fost unul din fondatorii Gazetei matematice, revistă pe care a susţinut-o moral şi material tot cursul vieţii.

Recunoscîndu-i-se meritele ştiinţifice, în anul 1892 a fost ales membru al Academiei Române iar între anii 1907-1910 a fost preşedintele ei. Acest om stimat de întreaga lume, a fost distins cu opt ordine străine inclusiv Legiunea de Onoare a Franţei. Să menţionăm că deşi a avut atîtea posturi mari, deşi a fost în atîtea consilii de administraţii, a trăit într-o epocă în care numeroase afaceri necinstite realizate pe spatele ţării creiau averi mari, inginerul Anghel Saligny a trăit modest, preocupat doar de binele patriei sale. Cu calm dar cu fermitate a apărat în permanenţă corpul tehnic românesc împotriva antreprizelor străine, a corupţiei interne, a birocraţiei ajungînd cu intervenţiile chiar la conducerea statului. Ar fi de menţionat în plus că generaţia de tehnicieni români

în mijlocul cărora a strălucit inginerul Anghel Saligny şi-au adus o mare contribuţie la realizarea independenţei economice a României.

La 17 iunie 1925 flacăra acestei vieţi pline de fapte s-a stins demn aşa cum a ars în slujba societăţii româneşti. Întorcîndu-se de la serviciu - de la Societatea de tramvaie Bucureşti - odihnindu-se în scaun, la amiază a plecat pe calea cea fără de întoarcere.

Activitatea lui, faptele sale, îl înscriu în galeria marilor bărbaţi români care au pus bazele "României moderne".

Primită la redacţie la 20 febr.1984

ANGHEL SALIGNY - OEUVRE ET ACTIVITE
130 années de sa naissance

Resumé

L'ingénieur Anghel Saligny est né le 17 Mai 1854, dans le village Serbăneşti (actuel département de Galaţi). Son père faisait partie d'une famille de huguenots, qui avait quitté la France à la suite de la révocation de l'édit de Nantes. Il a suivi les cours de l'école primaire et du lycée de Focşani. En 1875 il était ingénieur sorti de l'Ecole Polytechnique de Charlottenburg-Berlin, comme spécialiste en ponts. Après avoir travaillé sur plusieurs chantiers de l'Allemagne, Saligny revient en Roumanie en 1876 où il travaillé pour la construction de quelques lignes de grande importance pour cette époque-là.

En 1877, lorsqu'on obtenait l'indépendence de sous la domination de l'Empire ottoman, on posait le problème de lier au pays la province Dobrogea. En 1883, a eu lieu un concours international dans le cadre duquel on présentait huit projets de quelques firmes renommées de France, d'Allemagne et de Suisse (Eiffel, Fièves, Lille, etc); aucun de ces projets n'était pas considéré adéquat. En 1886, a eu lieu un deuxième concours mais sans résultats meilleurs. En 1887, à l'âge de 33 années, Anghel Saligny a été chargé de projeter et d'exécuter l'une des plus importantes constructions de ponts de l'époque. Il a proposé l'utilisation de l'acier doux produit dans les fours Siemens-Martin. Du à ce choix heureux, le pont est encore en exploitation. L'exécution sous la direction de Saligny a duré 5 annés 1890-1895. Les ponts ont une longueur de 4088 m et une ouverture centrale de 190 m - ouverture qui était à cette époque la plus grande de l'Europe continentale. En 1894 il a été nommé professeur de ponts à l'Ecole Nationale de Ponts et Chaussées de Bucarest, en contribuant à l'éducation de plusieurs générations de futurs ingénieurs. En 1892, il est élu membre de l'Académie Roumaine et entre 1907-1910 a été son président. Il est mort la 17 juin 1925 agé de 71 ans.